

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING., DR.-ING. E. H. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

2. JAHRGANG

MAI 1957

HEFT 5



Ministerium Lima (Peru)

23 Geschosse, Höhe 86 m, Stahlkonstruktion = 3100 t
Entwurf und Lieferung durch M. A. N. Gustavsburg
unter Beteiligung der Firmen GHH und Krupp

M. A. N.

STAHLHOCHBAU

MASCHINENFABRIK AUGSBURG - NÜRNBERG AG. WERK GUSTAVSBURG

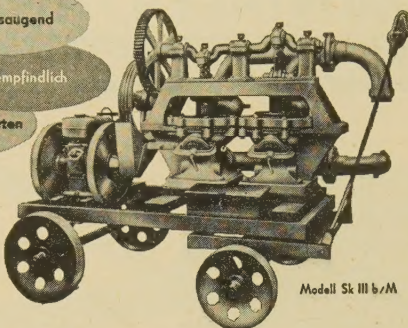
Mischöl für LP-Beton

Murasit LP

ORGANA-BAUTENSCHUTZ GMBH, Bochum-Gerthe
GEBRÜDER MAYER Fabrik chem. Baustoffe, Eßlingen/N

3 wichtige Punkte

- selbstansaugend
- unempfindlich für alle Antriebsarten



Dia

B A U-
PUMPEN

HAMMELRATH & SCHWENZER
PUMPENFABRIK KG. DÜSSELDORF-100



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde- wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN
Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava

ANKERBEFESTIGUNGEN

mit

PERFO-RÖHREN

PLASTIMENT GmbH KARLSRUHE
Postf. 200 • Tel. 26823 • Fsch. 0782616

STELLENANGEBOTE

Die Landeshauptstadt Düsseldorf sucht für das Straßen- und Brückenbauamt zum sofortigen Eintritt einen jüngeren

INGENIEUR

als Bauleiter für Beton- und Spannbetonarbeiten. Die Einstellung erfolgt nach Verg.Gr. Va TO.A. Bewerbungen mit den üblichen Unterlagen erbittet die Stadtverwaltung Düsseldorf — Personalamt. —

Für Gleis- und Bahnbauarbeiten an unseren Werks- und Grubenbahnen suchen wir zum möglichst baldigen Eintritt einen erfahrenen

Eisenbahnbauingenieur
oder

Tiefbauingenieur

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften und Referenzen erbeten.

Gemeinschaftsbetrieb Eisenbahn u. Häfen
Duisburg-Hamborn, Postfach 141.

Die Stadt Villingen/Schw., 28 000 Einw., Ortskl. A, sucht für das Städt. Tiefbauamt zum baldmögl. Dienstantritt einen

Tiefbauingenieur

Der Bewerber soll möglichst auf dem Gebiete der Stadtentwässerung und dem Straßenbau Erfahrungen haben.

Vergütung nach Gr. V TO. A mit Aufstiegsmöglichkeit nach IV TO. A.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Lichtbild sind zu richten an den

Oberbürgermeister der Stadt Villingen.

Wir bieten einigen erfahrenen und vielseitigen

Bau- oder Diplom-Ingenieuren

Anstellung in unserem Hause. Zunächst ist Verwendung in unserem Stammhaus in Mannheim vorgesehen. Weiterentwicklung (Bauleitung, Statik, Angebotsbearbeitung, Kalkulation und Forschung) nach Befähigung.

Angemessene Bezüge, Dauerstellung, Altersversorgung. Bewerber mit Erfahrungen im Tief- und Ingenieurbau bevorzugt.

Bewerbungen sind zu richten an

Grün & Bilfinger AG., Mannheim, Akademiestr. 2-8

Großes Industrieunternehmen sucht für

Industrie- und Feuerungsbau
verantwortungsbewußten

Bauingenieur

Herren, die auf diesem Gebiete mehrjährige Erfahrungen besitzen und an selbständiges Arbeiten gewöhnt sind, wollen ihre Bewerbungsunterlagen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Lichtbild und Angaben von Referenzen richten unter „Der Bauingenieur 393“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.

Der Einfluß des Zugringes auf die Berechnung von Wasserbehältern und Faultürmen

DK 624.074.4.04 : 628.13 : 628.29 Von Joachim Born, Beratender Ingenieur, Darmstadt

Beim Bau von Wasserbehältern und auch beim Bau von Faultürmen hat man schon frühzeitig erkannt, daß die Anwendung von Schalenkonstruktionen zu den wirtschaftlichsten Bauweisen führt. In Abb. 1 sind drei gebräuchliche Querschnittsformen von Behältern aus Rotationsschalen schematisch dargestellt. Sie bestehen im wesentlichen aus der oberen Kugel- oder Kegelschale (seltener mit waagrechter Abschlußplatte), der lotrechten

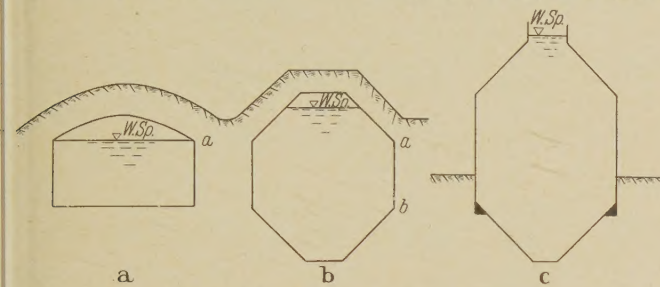


Abb. 1. Verschiedene Behälterformen.

Zylinderschale und unterer Sohlplatte oder ebenfalls einer Kegel- oder Zylinderschale.

Die Literatur über die Berechnung derartiger Behälterkonstruktionen ist spärlich und befaßt sich vor allem nicht mit dem Einfluß des Zugringes auf die Ermittlung der Eckmomente bei a und b. In letzter Zeit sind jedoch eine Anzahl derartiger Behälter auch in Spannbeton ausgeführt worden. Hierbei erhalten in der Regel die Zugringe (bei a und b) eine besondere Vorspannbewehrung, die so bemessen ist, daß Kegelschale und Zugring die gleichen Verschiebungen Δr_z aufweisen. Dieser Nachweis ist bei Faultürmen kaum ausreichend, da im Punkt a auch die Zylinderschale eine radiale Verschiebung Δr_z aufweist, die in der Formänderungsgleichung berücksichtigt werden muß.

Wie weiter unten noch gezeigt werden wird, ist es grundsätzlich möglich, auf die Zugringe zu verzichten, um hierdurch die Berechnung zu vereinfachen. Vom wirtschaftlichen Standpunkt aus gesehen ist ein Weglassen des Zugbandes nicht zu empfehlen, da das Einsparen der Zugringbewehrung an anderen Stellen meistens die mehrfache Bewehrung benötigt.

In Abb. 2 ist der obere Teil eines Faulturmes dargestellt. Die Abdeckung erfolgt durch eine Kegelschale, die an eine lotrechte Zylinderschale anschließt.

Wie in Abb. 2 a—c dargestellt, gibt es grundsätzlich drei Konstruktionsmöglichkeiten. Setzen wir bei der Kegel-

kraft X_2 auf. Der Horizontalschub der Kegelschale wird als Randlast von der Zylinderschale aufgenommen. Durch die Horizontalkraft wird der obere Teil der Zylinderschale auf Zug beansprucht. Man kann in diesem Falle daher sagen: der Zugring hat sich in die Zylinderschale verlagert.

2. (Abb. 2b). Hier besteht das statisch bestimmte Grundsystem aus drei Elementen, nämlich Kegelschale, Zugring und Zylinderschale. Als statisch unbestimmte Größen treten auf die Momente X_1 und X_3 und die Querkraften X_2 und X_4 . Im statisch bestimmten Grundsystem hat der Zugring den ganzen Horizontalschub der Kegelschale aufzunehmen.

Da sich die Größen X_1 und X_3 , sowie X_2 und X_4 gegenseitig stark beeinflussen, wird die Nennerdeterminante des aufzulösenden Gleichungssystems sehr klein, und es genügt kaum die Genauigkeit einer Rechenmaschine, um die vorliegende Aufgabe numerisch zu lösen. Aus diesem Grunde empfiehlt es sich, zunächst aus dem System Kegelschale—Zugring die Größen X_1 und X_2 zu ermitteln und anschließend aus dem statisch unbestimmten Hauptsystem von Kegelschale mit Zugring einerseits und Zylinderschale andererseits die statisch unbestimmten Größen X_3 und X_4 . Bei dieser Rechnungsart ist die übliche Rechenschiebergengenauigkeit wieder ausreichend. Zu erwähnen ist noch, daß in vielen Fällen die Torsions- und Biegesteifigkeit des Zugringes im Vergleich zu seiner Dehnsteifigkeit so gering ist, daß sie vernachlässigt werden kann. In diesem Falle ist also $X_1 = X_3$.

3. (Abb. 2c) Das statisch bestimmte Hauptsystem besteht wieder aus Kegel- und Zylinderschale. Zwischen diesen beiden Konstruktionselementen ist jedoch ein Übergangsbogen eingeschaltet. Durch diesen Übergangsbogen wird die Tangentenrichtung (und damit die Richtung der Meridianspannung) der Kegelschale allmählich in die Tangentenrichtung der Zylinderschale übergeleitet.

Streng genommen liegt zwischen Kegel- und Zylinderschale ein drittes Konstruktionselement, nämlich eine oben offene Kuppel mit einem veränderlichen Krümmungsradius. Durch diesen Übergangsbogen kann erreicht werden, daß keine Eckmomente gegenüber den Konstruktionen nach Abb. 2a und b auftreten. In einem derartigen Behälter ist ein reiner Membranspannungszustand, wie wir weiter unten sehen werden, jedoch nur dann möglich, wenn als Abdeckung keine Kegel-, sondern eine Kugelschale verwendet wird. Bekanntlich ist die Kegelschale in Ringrichtung aus oben genannter Belastung nur auf Druck beansprucht, die Kuppel jedoch auf Zug, so daß in der Wirkung auch hier ein Zugring vorhanden ist.

Da z. B. Faultürme bis zum oberen Rand mit Abwasser gefüllt werden, tritt bei ihnen, außer dem oben erwähnten Belastungsfall Eigengewicht und Schnee, auch noch ein zweiter auf, nämlich Wasserdruck von innen nach außen. Dieser Belastungsfall benötigt in Kegel- und Zylinderschale eine Ringbewehrung, sowie eine Bewehrung gegen Auftrieb, wodurch die Vorteile des Übergangsbogens wieder verlorengehen. Außerdem wird der Zugring gern als Traufe ausgebildet und zur Entwässerung des Daches herangezogen. Aus diesem Grunde sind Faultürme mit Übergangsbögen bisher nur sehr wenig ausgeführt worden.

An Hand eines einfachen Beispiels soll nun gezeigt werden, wie man in den vorgenannten Fällen die statisch unbestimmten Größen ermittelt. Zweckmäßig verwendet man hierzu die erwähnte Literatur, da dort fertige Formeln für die Formänderungsgrößen zu finden sind.

schale nur lotrechte Belastung aus Eigengewicht, Laterne, und evtl. Schnee voraus, so ergeben sich folgende statische Verhältnisse:

1. (Abb. 2a) Das statisch bestimmte Grundsystem besteht nur aus Kegel- und Zylinderschale. Als statisch unbestimmte Größen treten das Moment X_1 und die Quer-

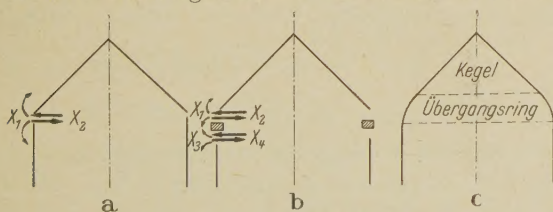


Abb. 2. Die verschiedenen Übergangslösungen zwischen Kegel- und Zylinderschale.

Lösung 1

Der Oberteil des Behälters ist in Abb. 3a dargestellt. Die Kegelschale ist oben offen und besitzt hier eine Ring-

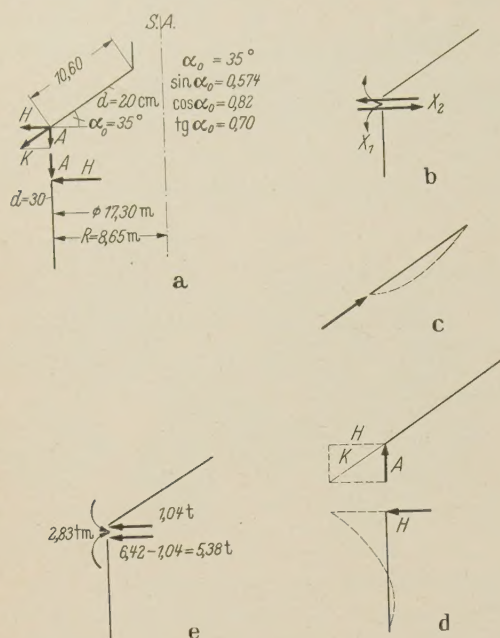


Abb. 3. Abmessungen und auftretende Kräfte an der untersuchten Behälterecke.

last. Für die Grundrißprojektion ergibt sich aus Eigengewicht (einschl. Isolierung) und Schnee folgende Belastung

$$g = 679 + 60 \cdot 0,82 = 679 + 49 = 728 \text{ kg/m}^2.$$

Die Ordinate des unteren Kegelrandes, gemessen von der Kegelspitze, beträgt $z = 6,1 \text{ m}$. Die statische Dicke der Kegelschale beträgt $d = 20 \text{ cm}$, die Dicke der anschließenden Zylinderschale $d = 30 \text{ cm}$.

1. Lastfall $X_1 = +1 \text{ tm}$ bzw. $X_2 = +1 \text{ t}$

Für die Kegelschale wird

$$L_2 = \sqrt[4]{\frac{l^2 \cdot h^2}{3(1-\mu^2) \text{tg}^2 \alpha_0}} = \sqrt[4]{\frac{10,6^2 \cdot 0,2^2}{3\left(1-\frac{1}{36}\right) 0,7^2}} = 1,33 \text{ m} \quad (1)$$

$$B = E h^3 / 12 (1 - \mu^2) = E 0,20^3 / 12 \cdot 0,97 = E \cdot 0,00069, \quad (2)$$

$$\delta_{11}^K = L_2 / B, \quad (3)$$

$$E \delta_{11}^K = 1,33 / 0,00069 = +1940, \quad (3a)$$

$$\delta_{12}^K = \delta_{21}^K = +L_2 \cdot \sin \alpha_0 / 2B \quad (4)$$

$$E \delta_{12}^K = E \delta_{21}^K = \frac{1,33^2}{2 \cdot 0,00069} \cdot 0,574 = +742, \quad (4a)$$

$$\delta_{22}^K = 2 l^2 / L_2 E h, \quad (5)$$

$$E \delta_{22}^K = \frac{2 \cdot 10,6^2}{1,33 \cdot 0,20} \cdot 0,82^2 = +570. \quad (5a)$$

Ferner ergibt sich für die Zylinderschale

$$L_1 = \frac{a}{1,31 \sqrt{a/h}} = \frac{8,65}{1,31 \sqrt{8,65/0,30}} = 1,23 \text{ m}, \quad (6)$$

$$\delta_{11}^Z = 4 a^2 / L^3 E h, \quad (7)$$

$$E \delta_{11}^Z = \frac{4 \cdot 8,65^2}{1,23^3 \cdot 0,30} = +537, \quad (7a)$$

$$\delta_{12}^Z = \delta_{21}^Z = 2 a^2 / L^2 E h, \quad (8)$$

$$E \delta_{12}^Z = E \cdot \delta_{21}^Z = \frac{2 \cdot 8,65^2}{1,23^2 \cdot 0,30} = -330, \quad (8a)$$

$$\delta_{22}^Z = 2 a^2 / L E h, \quad (9)$$

$$E \delta_{22}^Z = \frac{2 \cdot 8,65^2}{1,23 \cdot 0,30} = +405. \quad (9a)$$

Damit erhalten wir die endgültigen Werte

$$E \delta_{11} = +1940 + 537 = +2477$$

$$E \delta_{12} = E \delta_{21} = +742 - 330 = +412$$

$$E \delta_{22} = +570 + 405 = +972.$$

2. Lastfall. Vollast

Bei normaler Lasteintragung (Abb. 3c), d. h. in tangentialer Richtung, ergeben sich für die Kegelschale folgende Verschiebungen:

Aus Eigengewicht und Schnee

$$\delta_{20}^K = \Delta r_z = -\frac{g \cdot z^2}{E h} \text{ctg}^3 \alpha_0 \left[1 - \frac{\mu}{2 \cos^2 \alpha_0} \left(1 - \frac{z_1^2}{z^2} \right) \right], \quad (10)$$

$$E \delta_{20}^K = -\frac{0,73 \cdot 37,3}{0,20} \left(\frac{1}{0,70} \right)^3 \left[1 - \frac{1/6}{2 \cdot 0,82^2} 0,98 \right] = -340, \quad (10a)$$

$$\delta_{10}^K = -\vartheta = +\frac{g z}{E h} \frac{\text{ctg} \alpha_0}{\sin^2 \alpha_0} \left[\frac{1}{2} + \mu - (2 + \mu) \cos^2 \alpha_0 - \frac{1}{2} \frac{z_1^2}{z^2} \right], \quad (11)$$

$$E \delta_{10}^K = +\frac{0,73 \cdot 6,10}{0,20} \frac{1,43}{0,574^2} \left[\frac{1}{2} + \frac{1}{6} - \frac{13}{6} 0,82^2 - \frac{1}{2} 0,02 \right] = -73. \quad (11a)$$

Aus Ringlast

$$\delta_{20}^K = +\frac{\mu \cdot Q_0}{2 \cdot \pi \cdot h \cdot E \cdot \sin \alpha_0}, \quad (12)$$

$$E \delta_{20}^K = +\frac{1/6 \cdot 34,9}{2 \cdot 3,14 \cdot 0,20 \cdot 0,574} = +8, \quad (12a)$$

$$E \delta_{20}^K = +\frac{Q_0}{h} \frac{1}{2 \cdot \pi \cdot z \cdot \sin \alpha_0} = +\frac{34,9}{0,20} \frac{1}{2 \cdot 3,14 \cdot 6,10 \cdot 0,574} = +8. \quad (13, 13a)$$

$$E \delta_{10}^K = -73 + 8 = -65,$$

$$E \delta_{20}^K = -340 + 8 = -332.$$

Durch den Auflagerdruck A erhält der freie (untere) Rand eine weitere Verformung. Da man in ihrer Wirkung A durch H ersetzen kann, wird mit $H = 6,42 \text{ t}$ unter Benutzung der Gl. (4a) und (5a) (Abb. 3d)

$$E \delta_{10}^K = +742 \cdot 6,42 = +4770,$$

$$E \delta_{20}^K = +570 \cdot 6,42 = +3670.$$

Der Horizontalschub $H = 6,42 \text{ t}$ der Kegelschale muß am oberen Rand der Zylinderschale eingeleitet werden und ergibt folgende Verformungen unter Benutzung von Gl. (8a) und (9a)

$$E \delta_{10}^Z = +330 \cdot 6,42 = +2120,$$

$$E \delta_{20}^Z = -405 \cdot 6,42 = -2600.$$

Damit wird endgültig

$$\sum E \delta_{10} = -65 + 4770 + 2120 = +6825,$$

$$\sum E \delta_{20} = -332 + 3670 - 2600 = +738,$$

und wir erhalten das folgende Gleichungssystem

$$2477 X_1 + 412 X_2 = -6825$$

$$412 X_1 + 972 X_2 = -738 \quad (412/972)$$

$$175 X_1 + 412 X_2 = -310$$

$$2302 X_1 = -6515$$

$$X_1 = -6515/2302 = -2,83 \text{ tm},$$

$$X_2 = \frac{-738 - 412(-2,38)}{412} = \frac{-738 + 1165}{412} = +1,04 \text{ t}.$$

Wie sich diese Größen auf den weiteren Spannungsverlauf auswirken, ist in Abb. 3e dargestellt.

Lösung 2

Wie schon weiter oben erwähnt, untersuchen wir zunächst als statisch unbestimmtes System die Kegelschale in Verbindung mit dem Zugring. Es ist notwendig, hier zunächst einmal klarzustellen, was man alles unter einem Zugring versteht.

In Abb. 4a ist die Ecke zwischen Kegel- und Zylinderschale, wie sie in der Regel bei Faultürmen ausgebildet

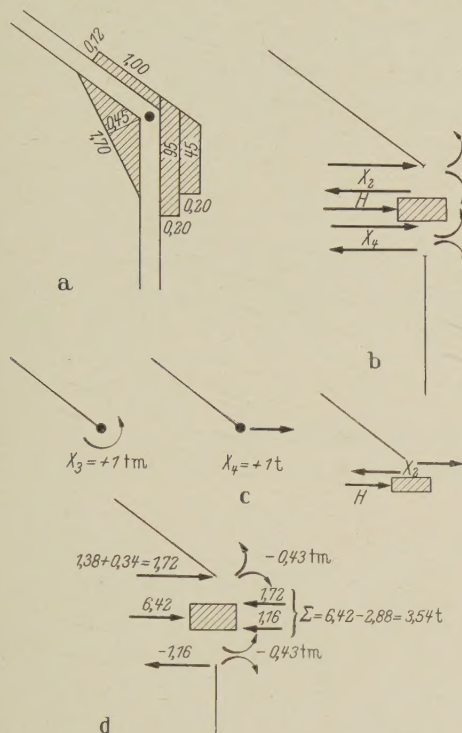


Abb. 4. Die Ecke mit Zugring.

wird, dargestellt. In dem Schnittpunkt zwischen Kegel- und Zylinderschale befindet sich zunächst die Bewehrung des Zugringes, die den Kern des eigentlichen Zugringes darstellt. Ferner wird man zum Zugring auch noch die schraffierten Betonflächen hinzuzählen dürfen. Für den Querschnitt des hier untersuchten Beispiels wird

$$F_e = 6 \cdot \pi \cdot 26 = 31,9 \text{ cm}^2$$

$$F_b = 170 \cdot 23 = 3900 \text{ cm}^2$$

$$100 \cdot 12 = 1200 \text{ „}$$

$$95 \cdot 20 = 1900 \text{ „}$$

$$45 \cdot 20 = 900 \text{ „}$$

$$F_b = 7900 \text{ cm}^2$$

$$F_i = 7900 + 15 \cdot 31,9 = 7900 + 480 = 8380 \text{ cm}^2 = 0,838 \text{ m}^2.$$

Im folgenden bezeichnen wir die beiden statisch unbestimmten Größen zwischen Kegelschale und Zugring mit X_1 und X_2 , die zwischen Zugring und Zylinderschale mit X_3 und X_4 (Abb. 4b).

1. Lastfall $X_3 = +1 \text{ tm}$

Die Biegesteifigkeit des Zugringes wird hier Null gesetzt. Bei einem Lastangriff $X_3 = +1 \text{ tm}$ beträgt die radiale Verschiebung des unteren Randes der Kegelschale

$$E \delta_{20} = +1,0 \cdot E \cdot \delta_{12}^K = +742. \quad (14)$$

Ferner ist

$$E \delta_{22} = E \cdot \delta_{22}^K = 570. \quad (15)$$

Die Formänderung des Zugringes unter $X_2 = 1 \text{ t}$ beträgt

$$\delta_{22}^Z = a^2 / E F, \quad (16)$$

$$E \delta_{22}^Z = 8,65^2 / 0,838 = 90, \quad (16a)$$

$$E \delta_{22} = 570 + 90 = +660,$$

$$X_2 = -742/660 = -1,13 \text{ t},$$

$$X_1 = X_3 = +1,00 \text{ tm},$$

$$E \delta_{33} = +1940 - 1,13 \cdot 742 = 1940 - 837 = +1103,$$

$$E \delta_{34} = +742 - 1,13 \cdot 570 = 742 - 645 = +103.$$

2. Lastfall. $X_4 = +1 \text{ t/m}$

$$E \delta_{20} = -90, \quad E \delta_{22} = +660, \quad (17)$$

$$X_2 = +90/660 = 0,14 \text{ t},$$

d. h. 14 % der angreifenden Last wird von der Schale und nur 86 % vom Zugring aufgenommen.

$$E \delta_{44} = +90 (1 - 0,14) = +77,$$

$$E \delta_{43} = X_5 \cdot E \cdot \delta_{12}^K = 0,14 \cdot 742 = +103.$$

Die Bedingung $\delta_{34} = \delta_{43}$ ist also erfüllt.

3. Belastungsfall. Vollast

Die Formänderungen der Kegelschale können von Lösung 1 übernommen werden.

$$E \delta_{10} = -65, \quad E \delta_{20} = -332.$$

Für den Zugring wird

$$E \delta_{20}^Z = -90 \cdot 6,42 = -580,$$

$$\Sigma E \delta_{20} = -332 - 580 = -912,$$

$$X_2 = +912/660 = 1,38 \text{ t},$$

$$E \delta_{40} = -332 + 1,38 \cdot 570 = -332 + 790 = +458,$$

$$E \delta_{30} = E (\delta_{10} + X_2 \cdot \delta_{21}) = -65 + 1,38 \cdot 742 = -65 + 1014 = +949$$

Berechnung des statisch unbestimmten Systems Kegelschale mit Zugring und Zylinder

Die Formänderungen der Zylinderschale können von Lösung 1 übernommen werden

$$E \delta_{33}^Z = 537, \quad E \delta_{34}^Z = E \delta_{43}^Z = -330, \quad E \delta_{44}^Z = +405.$$

Damit wird

$$E \delta_{33} = 1103 + 537 = +1640 \quad E \delta_{30} = +960$$

$$E \delta_{34} = E \delta_{43} = +103 - 330 = -227 \quad E \delta_{40} = +458$$

$$E \delta_{44} = 77 + 405 = +482.$$

Die beiden Unbekannten X_3 und X_4 bestimmen sich nunmehr aus den Gleichungen

$$1640 X_3 - 227 X_4 = -960$$

$$-227 X_3 + 482 X_4 = -458 \quad (-227/482)$$

$$+107 X_3 - 227 X_4 = +217$$

$$1747 X_3 = -743$$

$$X_3 = -743/1747 = -0,43 \text{ tm},$$

$$X_4 = \frac{-458 + 227(-0,43)}{4,82} = \frac{-458 - 97}{4,82} = -1,16 \text{ t}.$$

Wie der Vergleich mit Lösung 1 zeigt, wird durch den Zugring das Eckmoment wesentlich verkleinert. Dies ist leicht erklärlich, wenn man bedenkt, welche großen Verformungen Kegel- und Zylinderschale ohne Zugring im statisch bestimmten Hauptsystem erleiden.

Weiterhin wird aus X_3 bzw. X_4

$$X_1 = X_3 = -0,43 \text{ tm},$$

$$X_2 = -0,43(-1,13) - 1,16(+0,14) = +0,49 - 0,16 = +0,34 \text{ t}.$$

Die Verteilung der Schnittkräfte auf die einzelnen Konstruktionselemente ist aus Abb. 4d zu ersehen. Wie hieraus zu entnehmen ist, wird der ursprüngliche Horizontalschub des Zugringes (im statisch bestimmten Grundsystem) durch die Biegesteifigkeit der anschließenden Schalen von $H = 6,42 \text{ t}$ auf $H = 3,54 \text{ t}$ abgemindert, wo-

durch die Schalen eine zusätzliche, von Haus aus unge-sollte, Biegebeanspruchung erfahren. Diese Zusatzbeanspruchung hat ihre Ursache darin, daß im statisch bestimmten System die Verformung von Kegelrand und Zugring jeweils in entgegengesetzter Richtung verlaufen. Man könnte dieser Tatsache aus dem Wege gehen, wenn man z. B. die Kegelschale durch eine Kugelkalotte ersetzt mit einem so großen Zentriwinkel, daß der untere Rand auf Zug beansprucht wird. In diesem Fall erfolgt die Verformung von Zugring und Schale in der gleichen Richtung. Derselbe Effekt kann natürlich auch durch einen Übergangsbogen erreicht werden. Wie unter der Lösung 3 gezeigt werden wird, kann man dann jedoch den Zugring vollständig überflüssig machen.

In dem vorliegenden Beispiel wurde vorausgesetzt, daß der Zugring keine Biegesteifigkeit besitzt. Selbst-

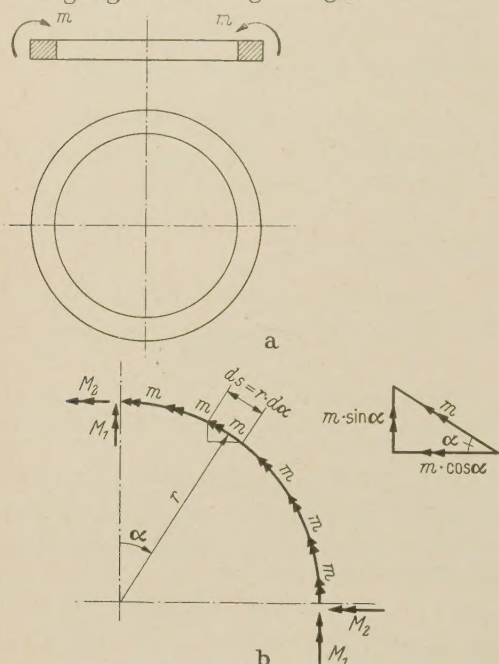


Abb. 5. Der durch gleichförmig verteilte Momente beanspruchte Ring. verständlich kann eine solche auch berücksichtigt werden. Aus dem Lastangriff $X = +1 \text{ tm/m}$, bzw. aus einem exzentrischen Lastangriff des Kämpferdruckes der Kegelschale wird der Zugring zugleich auf Biegung und Zug beansprucht. In Abb. 5b sind die auf den biegesteifen

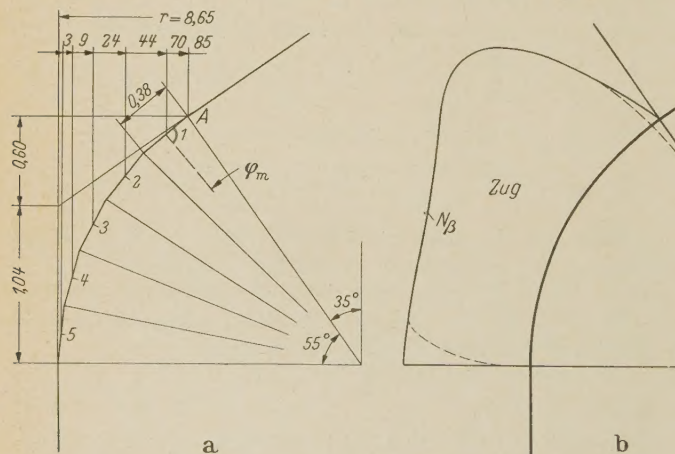


Abb. 6. Spannungsverlauf bei einem Übergangsbogen zwischen Kegel- und Zylinderschale.

Zugring einwirkenden Momente m in Vektorenform dargestellt. Schneidet man aus dem Zugring die Hälfte heraus, so wird das Gleichgewicht durch die Schnittmomente

M_1 und M_2 wieder hergestellt. Ihre Größe errechnet sich aus den angreifenden Momenten m nach der folgenden Gleichung

$$M_1 = \int_0^\pi m \cdot \sin \alpha \cdot r \cdot d\alpha = m \cdot r,$$

$$M_2 = \int_0^\pi m \cdot \cos \alpha \cdot d\alpha = 0,$$

d. h. der Zugring wird an jeder Stelle durch ein gleich großes Biegemoment mit dem absoluten Wert $m \cdot r$ beansprucht. Damit sind wir auch in der Lage, nach dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen die übrigen Formänderungsgrößen des Zugringes zu bestimmen

$$\delta_{iK} = \int_0^{2\pi} \frac{M_1^i M_1^K}{EI} ds$$

womit die Aufgabe grundsätzlich gelöst ist.

Auf dem vorstehend beschriebenen Wege ist es nun auch ohne weiteres möglich, den Einfluß der Vorspannung eines Zugringes zu erfassen. Wir brauchen nunmehr nur noch auf das System statt der statisch unbestimmten Kraft $X_4 = 1 \text{ t}$ den H -fachen Horizontalschub aus der Vorspannung angreifen lassen und sind somit in der Lage, die statisch unbestimmten Größen X_1, X_2, X_3 und X_4 aus dem Lastfall Vorspannung des Zugringes zu bestimmen.

Lösung 3

Nunmehr soll noch gezeigt werden, wie man die Eckmomente durch Anordnung eines Übergangsbogens ausschalten kann. Wie in Abb. 6a dargestellt, wählen wir für den Übergangsbogen einen Radius von nur $R = 2,0 \text{ m}$ und teilen das sich hierdurch ergebende Bogenstück in fünf Teilabschnitte mit jeweils 11° Neigungsdifferenz. Dabei wird der Bogen näherungsweise durch ein Polygon ersetzt. Die Membranspannungen ermitteln sich dann aus den folgenden Gleichungen:

Meridianspannung

$$N_y = -Q/2 \pi r \sin \varphi,$$

Ringspannung

$$N_\beta = -\frac{1}{2\pi} \cdot \frac{dH}{ds},$$

und sind in Tabelle I ermittelt.

Im Punkt A ist aus der Kegelschale aus Eigengewicht und Schnee ($z = 6,10 - 0,60 = 5,50 \text{ m}$)

$$N_y = -1,03 \cdot 5,50 (1 - 0,04/5,50^2) = -5,5 \text{ t/m}.$$

$$N_\beta = -1,36 \cdot 5,50 = -7,5 \text{ t/m},$$

und aus Ringlast

$$N_y = -6,80/5,38 = -1,3 \text{ t/m}, \quad N_\beta = 0,$$

somit

$$N_y = -6,8 \text{ t/m}, \quad N_\beta = -7,5 \text{ t/m}.$$

In der Fuge A beträgt ferner die Gesamtlast

$$Q = 34,9 + 0,785 (15,6 - 2,3^2) 0,888 = 34,9 + 166,8 = 201,7 \text{ t}.$$

Für den Übergangsbogen kann der Schnee vernachlässigt werden. Dann wird

$$\Delta Q = 0,38 \cdot 0,679 \cdot 2 \pi r = 0,26 \cdot 2 \pi r.$$

Wie aus Tabelle I zu ersehen ist, sind die Ringspannungen des Übergangsbogens Zugspannungen, während bei der Kegelschale in Ringrichtung nur Druckspannungen auftreten. Die zur Aufnahme der Zugspannungen des Übergangsbogens notwendige Bewehrung wird in der Regel größer als die Bewehrung des Zugringes der Kegelschale, weshalb in dieser Lösung kaum ein wirtschaftliche Vorteil liegt. Im Punkt A muß außerdem die Ringspannung innerhalb eines unendlich kleinen Bereiches von $N_\beta =$

— 7,5 t/m (Druck) auf 0 abklingen, um dann innerhalb des Übergangsbogens als Zugspannung aufzutreten. Da dieser Übergang auf einer ganz kurzen Strecke erfolgt, lassen sich Störungsmomente nicht vermeiden. Sie lassen sich noch verringern, wenn man den Übergangsbogen als Korb-bogen, oben mit großem Radius beginnend, ausführt. Grundsätzlich ist es jedoch falsch, die Störungsmomente bei A so zu ermitteln, als wenn der Übergangsbogen überhaupt nicht vorhanden wäre.

Verwendet man statt einer Kegelschale eine Kugelkalotte als Abdeckung des Behälters, so gestaltet sich die Lösung mit einem Übergangsbogen wesentlich günstiger, wenn der Punkt A unterhalb der sogenannten Bruchfuge zu liegen kommt. In diesem Fall sind die Ringspannungen oberhalb des Punktes A auch Zugspannungen und die Störungen fallen ganz fort, obwohl sie im obigen Fall bereits als klein angesehen werden dürfen.

Zusammenfassung

Wie die vorstehenden Untersuchungen zeigen, ist es zweckmäßig, bei der Konstruktion von Faultürmen und

Wasserbehältern, zwischen Kegel- und Zylinderschale einen Zugring anzuordnen. Als statisch unbestimmte Schnittgröße treten das Moment X_1 und X_3 , sowie die Querkkräfte X_2 und X_4 auf. Zwecks Erzielung einer besseren Zahlenrechnung erfolgt die Ermittlung der statisch Unbekannten aus einem statisch unbestimmten Hauptsystem. Dieser Weg gestattet uns in einfacher Form die Vorspannung von Zugringen in der Rechnung klar zu erfassen.

Literatur

1. Dischinger: Handbuch für Eisenbeton, Bd. XII, Schalen und Rippenkuppeln, 3. Aufl. Berlin 1928.
2. Beyer: Die Statik im Stahlbetonbau, 2. Aufl. Berlin 1956.
3. Girkmann: Flächentragwerke, 3. Aufl. Berlin 1954.
4. Betonkalender 1941.
5. Franz: Beton- u. Stahlbetonbau 48 (1953) S. 143.
6. Ohlig: Beton- u. Stahlbetonbau 48 (1953) S. 233.
7. Schulz: Beton- u. Stahlbetonbau 49 (1954) S. 225.
8. Fernerod: Prestressed Concrete Shell Roof Construction in Abh. Intern. Ver. Brücken- u. Hochbau, 8 (1947).

Der Erweiterungsbau der Börse in New York

Von Dr.-Ing. Wilhelm Weiss, Freeport/New York, z. Z. Traunstein

DK 624.94.016.7 : 693.814.25 : 725.252 (73)

Die Errichtung dieses Neubaues in der Broad Street im Finanzbezirk New Yorks an der Südspitze von Manhattan bot mancherlei Schwierigkeiten (Abb. 1, 2, 3). Eine bestand darin, daß Nietung am Stahlskelett vollkommen vermieden werden mußte, da die Echowirkung in den engen Straßen zwischen den Wolkenkratzern einen untragbaren Lärm für die zahlreichen benachbarten hohen Bankgebäude hervorrufen würde. Die ausführende Stahlbau-firma, die „Lehigh Structural Steel Company“ in Allentown Pa., sah sich deshalb veranlaßt, den ganzen

Stahlbau von 27 Geschossen auf der Baustelle zu schweißen bzw. hochfeste Schrauben zu verwenden.

Die benachbarte Börse hatte zur Bedingung gemacht, daß sie die ersten 6 Geschosse vermieten konnte, daß aber später, wenn die Frage der Erweiterung der Börse akut werden würde, die drei Stahldecken unter dem 6. Geschoß ohne weiteres entfernt werden konnten. Diese drei Geschosse durften deshalb keine eigentlichen Stützen enthalten, sondern mußten an die Untergurte von starken Blechträgern angehängt werden, die auch noch die Lasten

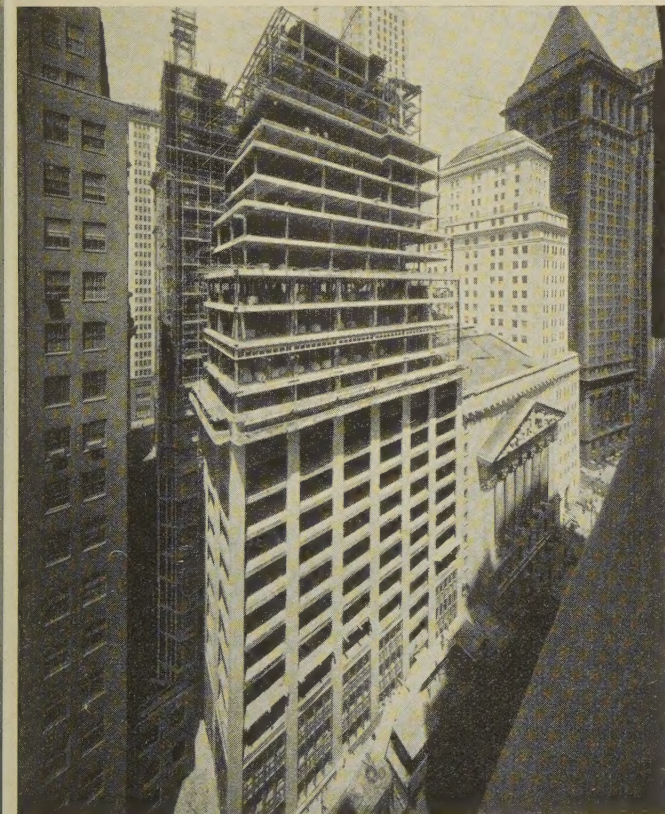


Abb. 1. Erweiterungsbau der New-Yorker Börse: Beendigte Montage.

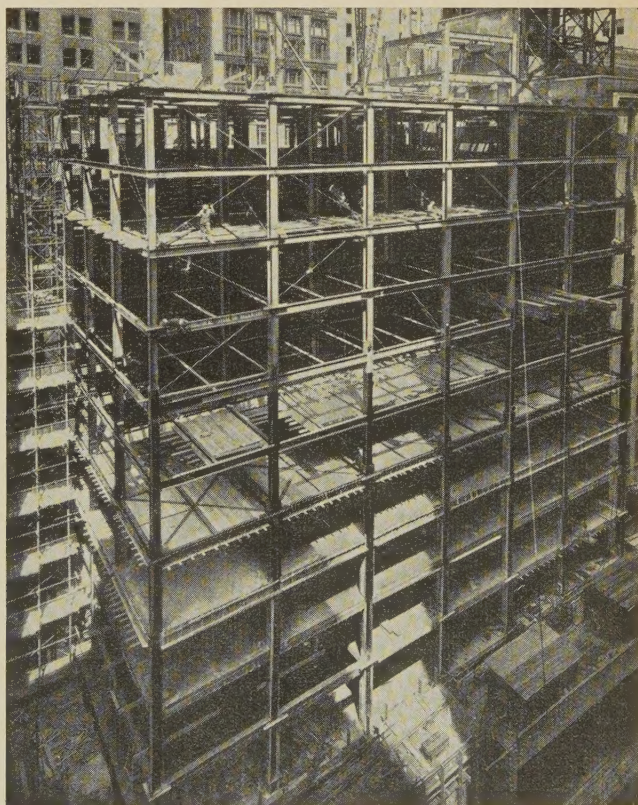


Abb. 2. Erweiterungsbau der New-Yorker Börse: Montage des Stahlskelettes.

Bezüglich der konstruktiven Durchbildung des Baues möge auf folgendes hingewiesen werden:

Die Abb. 6 und 7 zeigen Grundriß und Außenansicht des Baues. Abb. 8 läßt die Konstruktion der Außenwand erkennen, die, wie die Außenwände der in den letzten Jahren entstandenen großen Geschäftsbauten in New York, ebenfalls eine „Curtain-wall“ ist¹. Die Brüstungen sind hier allerdings nicht durchgehend mit gepreßten Aluminiumtafeln ausgebildet, sondern nur von der 5. Decke ab; für die darunter befindlichen Brüstungen wurden Granittafeln verwendet. Die Fenster — bis zur 5. Decke um lotrechte Zapfen drehbar, darüber die in USA sehr beliebten Schiebefenster — haben Aluminiumrahmen zwischen Pfosten des gleichen Materials (Abb. 8e). Die Gestaltung der Brüstungen mit 2 cm dicken Granit- bzw. Aluminiumplatten sowie deren Einbau in die Wand ist aus Abb. 8 ersichtlich. Zwischen den Brüstungen und der den Raum abschließenden ca. 10 cm dicken Leichtbetonwand befindet sich aus isolationstechnischen

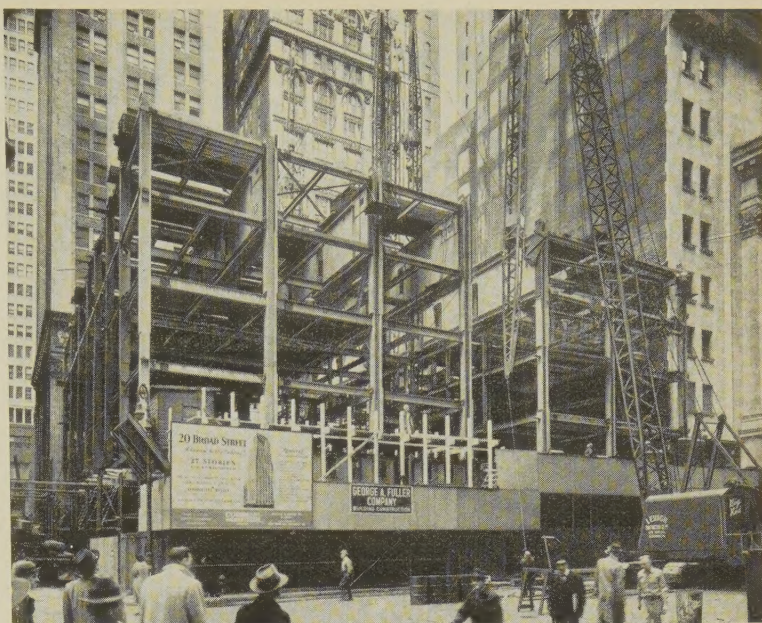
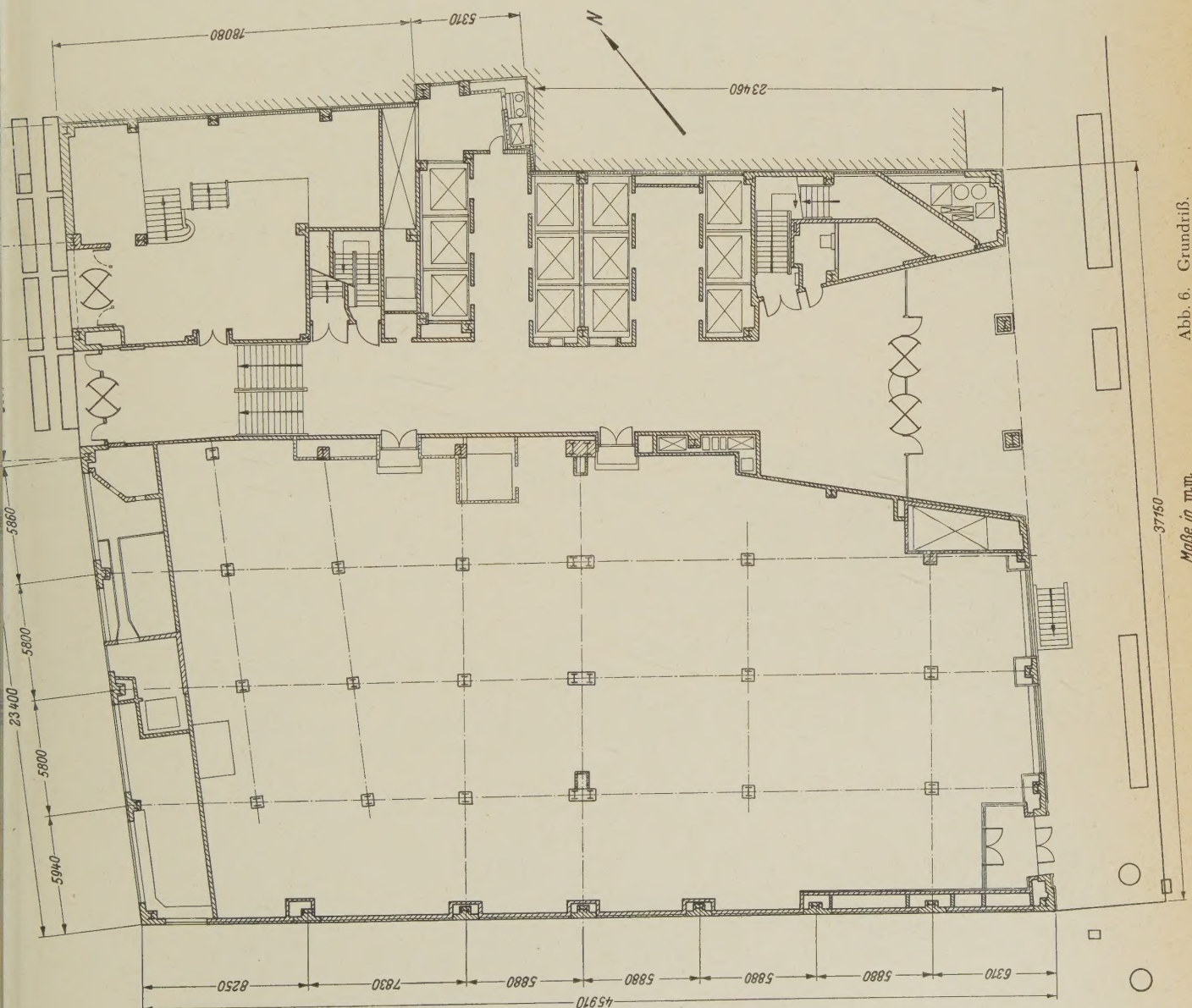


Abb. 5. Erweiterungsbau der New-Yorker Börse: Montage des Stahlskelettes.

¹ Vgl. W. Weiss: Der Bauingenieur 27 (1952) S. 374 — 28 (1953) S. 193 — 31 (1956) S. 167. Ferner Der Stahlbau 24 (1955) S. 187 und 24 (1955) S. 229.



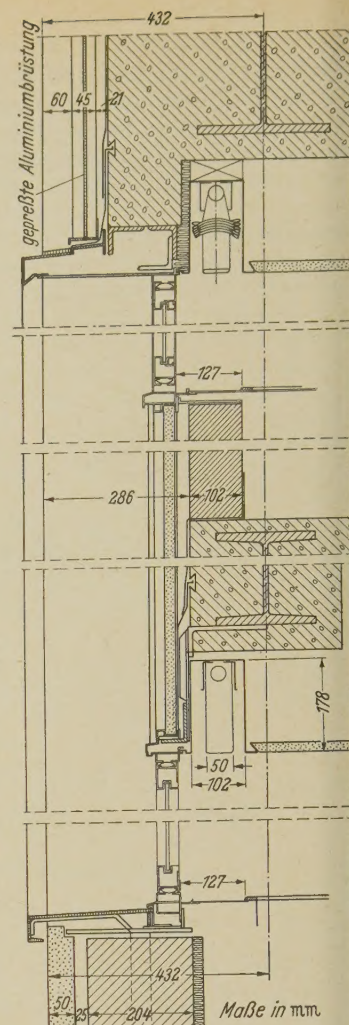
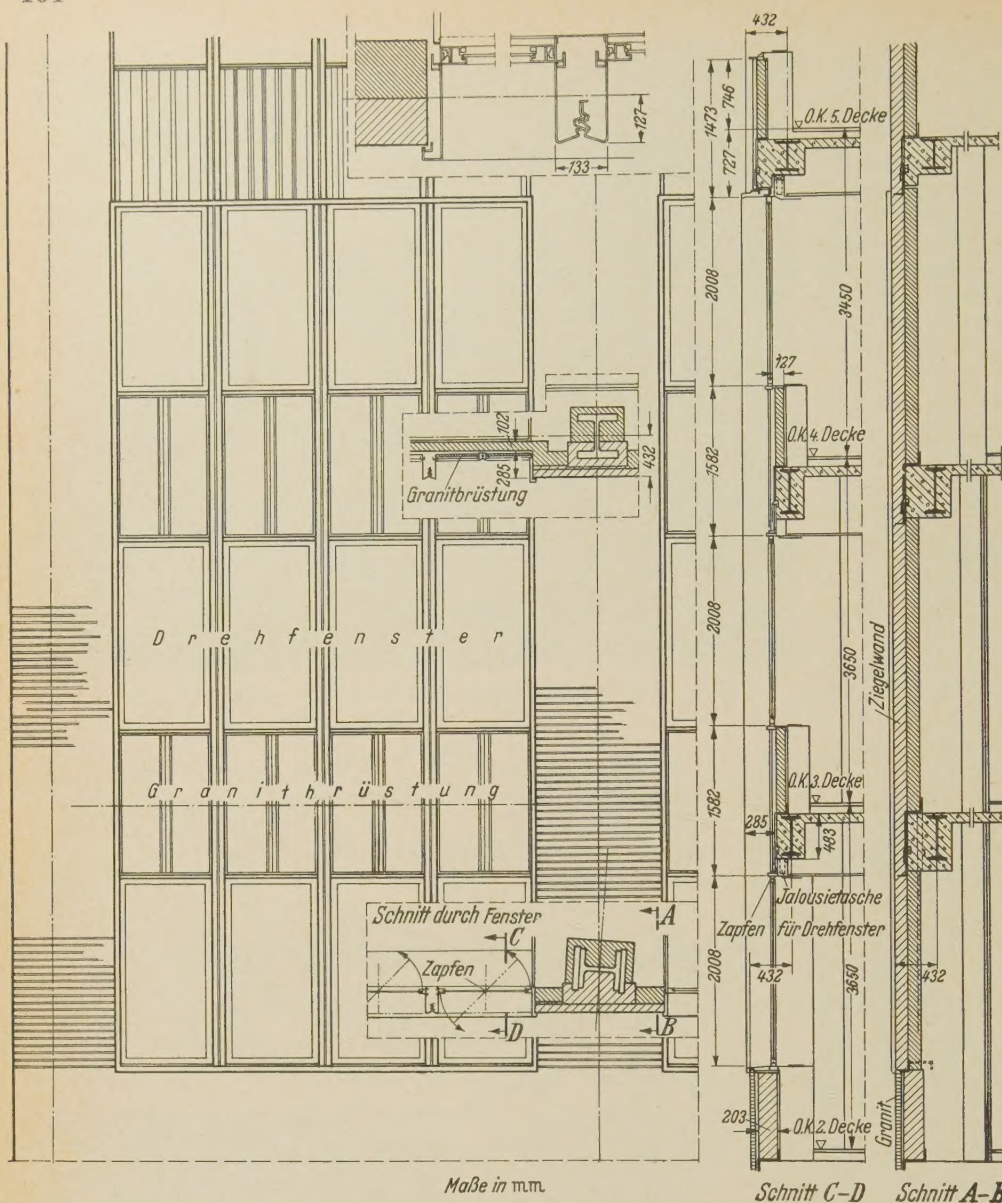


Abb. 8b. Schnitt durch Wand mit Drehfenstern.

Abb. 8a. Außenwand mit Horizontal- und Vertikalschnitten.

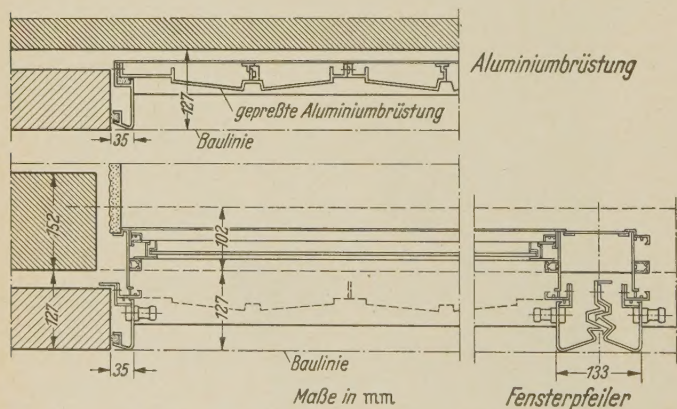


Abb. 8c. Brüstung und Fensterpfeiler.

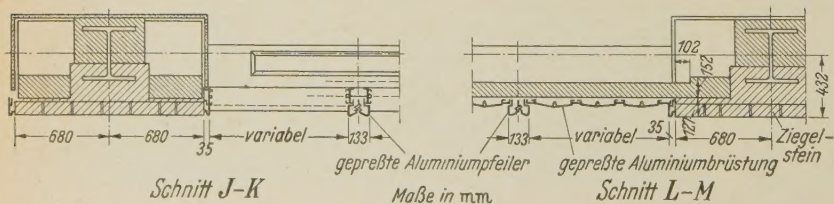


Abb. 8e. Horizontalschnitte durch Außenwand.

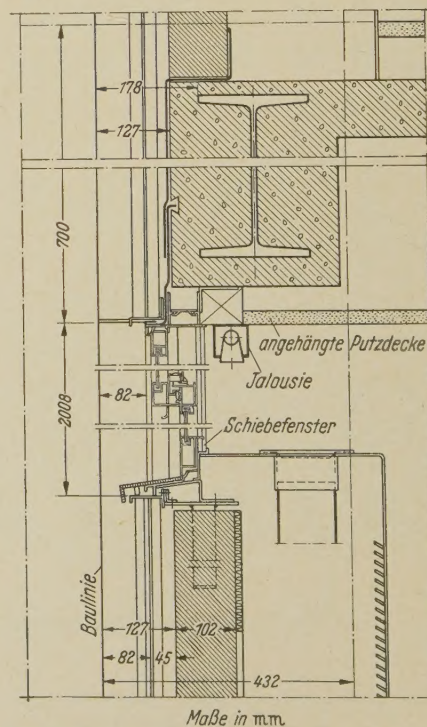


Abb. 8f. Schnitt durch Wand mit Schiebefenstern.

nischen Gründen ein Luftraum von rd. 4 cm (Abb. 8a), eine Anordnung, die sich bei allen bis jetzt ausgeführten Curtain-walls wiederholt, da sie sich offenbar auf befriedigende wärmetechnische und praktische Erfahrungen stützen

kann. Hinter den Fenstern sind „Venetian Blinds“ eingebaut, eine in USA häufig anzutreffende Ausführung von Jalousien aus Kunststoff. Auch bei diesem Neubau ist auf die Frage der Ausdehnungs- bzw. Zusammenziehungsmöglichkeit durch Temperaturveränderungen, wie die Ausbildung der Aluminium-Fensterpfosten zeigt (Abb. 8 c), Rücksicht genommen; auch die Abführung von Regen- und Kondenswasser hinter den Brüstungen ist gesichert (Abb. 8 a oben).

Es sei noch erwähnt, daß die Stahlkonstruktion nicht nur auf der Baustelle, sondern auch in der Werkstätte vollkommen geschweißt wurde, lediglich die schweren Blechträger wurden genietet und die Anschlüsse an die Stützen mit hochfesten Schrauben hergestellt. Die oben erwähnte Stahlbaufirma hatte bereits im Jahre 1938 eine der ersten vollständig geschweißten Stahlbauten in New York City, ein 14 Stockwerk hohes Wohngebäude in der 7. Avenue, ausgeführt. Der vorstehend behandelte Börsen-Erweiterungsbau ist z. Z. der größte in New York in Schweißarbeit ausgeführte Hochhausbau.

Eigentümer dieses Baues ist die General Realty and Utilities Corporation, die Architekten waren Kahn & Jacobs und Sidney Goldstone, Beratender Bauingenieur (Statiker) war Charles Mayer, sämtlich in New York.

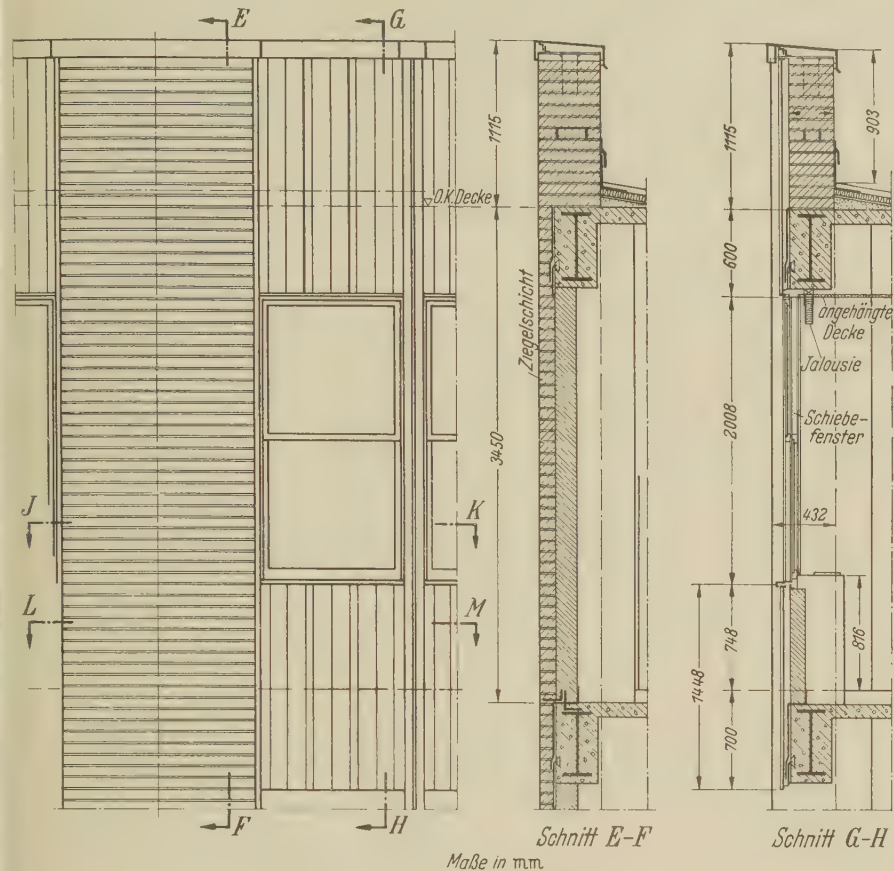


Abb. 8d. Vertikalschnitte durch Außenwand.

Schwinger mit mehreren Freiheitsgraden

Von Prof. Dr.-Ing. Eugen Doeinck, Technische Hochschule Hannover

DK 534.232 : 534.3

Diese Untersuchung beschränkt sich auf ungedämpfte harmonische Schwingungen. Sie hat zum Ziel die Ermittlung der

- a) Eigenfrequenz freier Schwingungen,
- b) Beanspruchung durch erzwungene Schwingungen.

Angewandte Bezeichnungen:

- I polares Massenträgheitsmoment.
- $i = \sqrt{I/m}$ Trägheitsradius.
- $K(M)$ Kraft (Kräftepaar) von der Größe „1“.
- Die angehängten Indizes $x-y-z$ oder Zahlen geben die Richtung der Achse an, in welcher die Kraft K wirkt.
- Die angehängten Indizes $x-y-z$ oder Buchstaben geben die Richtung der Achse an, um welche M dreht.
- $N = EF(EI)$ Steifigkeitsziffer.
- Z Gruppe der Zustandslinien für eine bestimmte Beanspruchung der Feder.
- c Federkonstante.
- m Einzelmasse.
- y_0 Schwingungsgrenzlinie.
- δ Verschiebung
- φ Verdrehung
- $\omega(\Omega)$ Kreisfrequenz der freien (erzwungenen) Schwingung.
- Doppelindizes haben die in der Statik übliche Bedeutung.

I. Beschreibung des angewandten Verfahrens

Die Untersuchung erfolgt mit Hilfe des „statischen Belastungsgleichwertes“. Darunter soll diejenige Anordnung von Einzelkräften und Kräftepaaren verstanden werden, welche am Ort und in der Schwingungsrichtung der Einzelmassen im statischen Belastungsvorgang wirkend die Schwingungsgrenzlinie als Biegelinie erzeugt.

In Abb. 1 ist einerseits die durch die Massen hervorgerufene Schwingungsgrenzlinie und andererseits die durch den statischen Belastungsgleichwert hervorgerufene Biegelinie dargestellt.

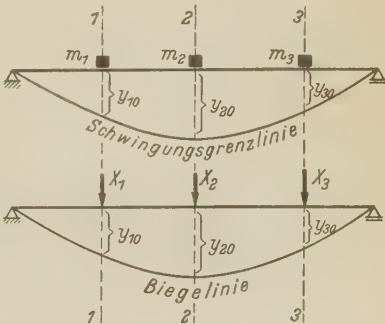


Abb. 1. Die Elemente des statischen Belastungsgleichwertes.

Für jede Einzelmasse läßt sich ein Element des statischen Belastungsgleichwertes angeben, das durch die Fre-

quenz ω und den zugehörigen Schwingungsgrenzwert y_0 ausgedrückt in die Form

$$X = m \cdot \omega^2 \cdot y_0$$

gebracht werden kann.

Am Entstehen der Schwingungsgrenzkurve als Biegelinie sind die Einzelkräfte des statischen Belastungsgleichwertes in der Weise beteiligt, daß

$$y_{n0} = X_1 \cdot \delta_{n1} + X_2 \cdot \delta_{n2} + X_3 \cdot \delta_{n3} + \dots$$

ist. Entsprechend ergibt sich für eine beliebige Einzelkraft im statischen Belastungsgleichwert

$$X_n = m_n \cdot \omega^2 \cdot (X_1 \cdot \delta_{n1} + X_2 \cdot \delta_{n2} + \dots)$$

Alle Einzelmassen sollen mit $m_n = m/\mu_n$ als Bruchteile der Einheitsmasse m ausgedrückt werden.

Die vorstehende Gleichung erhält eine übersichtlichere Form, wenn anstatt der Frequenz ω^2 der Wert

$$m \cdot \omega^2 = \frac{1}{\delta_0}$$

als gesuchte Größe eingeführt wird.

Mit dieser Bezeichnungsweise entsteht für das „n“-te Element des statischen Belastungsgleichwertes die Strukturgleichung:

$$X_1 \cdot \delta_{n1} + X_2 \cdot \delta_{n2} + \dots + X_n \cdot (\delta_{nn} - \mu_n \cdot \delta_0) + \dots = 0.$$

Für alle Elemente des statischen Belastungsgleichwertes angeschrieben ergibt sich ein homogenes Gleichungssystem. Durch das Nullsetzen der Koeffizientendeterminante entsteht aus ihm die Frequenzgleichung für δ_0 bzw. ω^2 .

Zwei einfache Anwendungsbeispiele mögen das Verfahren erläutern.

1. Anwendungsbeispiel:

Auf einem Balken (Abb. 2) liegen symmetrisch zur Mittelachse zwei gleichgroße Massen „m“. Für diese Anordnung ist

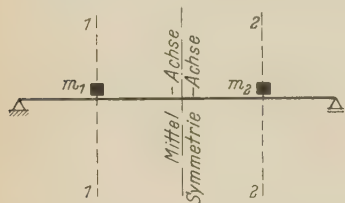


Abb. 2. Schwinger mit zwei gleichen, symmetrisch angeordneten Massen.

$$\begin{aligned} 1.) & X_1 \cdot (\delta - \delta_0) + X_2 \cdot \alpha \cdot \delta = 0 \\ 2.) & X_1 \cdot \alpha \cdot \delta + X_2 \cdot (\delta - \delta_0) = 0 \end{aligned}$$

$$\delta_0 = \frac{1}{m \cdot \omega^2} = \delta (1 \pm \alpha)$$

$$\omega^2 = \frac{1}{m \cdot \delta} \cdot \frac{1}{1 \pm \alpha}$$

$$\frac{1}{m \cdot \delta} = \frac{c}{m} = \omega_e^2 = \text{Frequenz des Einmassenschwingers}$$

$$\omega_{1,2}^2 = \omega_e^2 \frac{1}{1 \pm \alpha}$$

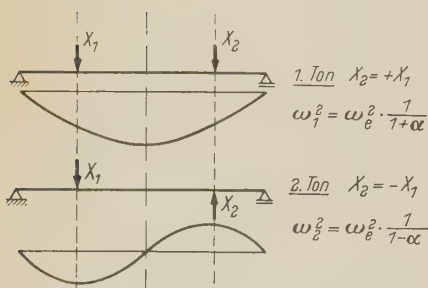


Abb. 3. Die statischen Belastungsgleichwerte, Frequenzen und Schwingungsgrenzkurven für den Schwinger der Abb. 2.

Wenn in eine der beiden homogenen Gleichungen $\delta_0 = \delta (1 \pm \alpha)$ eingesetzt wird, ergibt sich das Verhältnis der beiden Kräfte im statischen Belastungsgleichwert $X_1/X_2 = \pm 1$. Die beiden ermittelten Frequenzen gehören also zu folgenden

Gruppierungen im statischen Belastungsgleichwert bzw. Formen der Schwingungsgrenzkurve (Abb. 3).

2. Anwendungsbeispiel:

In ihm wird das Zusammenwirken einer Querschwingung mit einer Drehschwingung behandelt. Die am freien Ende des eingespannten Balkens (Abb. 4) angebrachte Masse ist beim Übergang in die Schwingungsgrenzkurve um den Betrag y_{10} verschoben und um den Winkel φ_{c0} verdreht worden.

Der statische Belastungsgleichwert besteht also aus einer Einzelkraft „ X_1 “ in der Richtung 1—1 am freien Ende und einem Kräftepaar von der Größe „ X_c “ das an derselben Stelle des Balkens um die „c“-Achse (normal zur Bildebene) dreht.

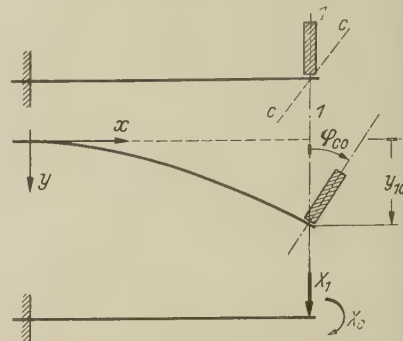


Abb. 4. Einmassenschwinger mit zwei Freiheitsgraden.

Für eine Masse, welche Drehschwingungen ausführt, ist der statische Belastungsgleichwert

$$X = I \cdot \omega^2 \cdot \varphi_0 = m \cdot i_c^2 \cdot \omega^2 \cdot \varphi_0.$$

Im vorliegenden Falle ist also

$$X_c = m \cdot i_c^2 \cdot \omega^2 \cdot \varphi_{c0}.$$

Die Grenzwerte der Verschiebung bzw. der Verdrehung setzen sich ebenso wie bei der reinen Verschiebung aus den Einzelbeträgen zusammen

$$y_{10} = X_1 \cdot \delta_{11} + X_c \cdot \delta_{1c}$$

$$\varphi_{c0} = X_1 \cdot \varphi_{c1} + X_c \cdot \varphi_{cc}.$$

Die beiden Elemente des statischen Belastungsgleichwertes

$$X_1 = m \cdot \omega^2 \cdot y_{10}, \quad X_c = m \cdot i_c^2 \cdot \omega^2 \cdot \varphi_{c0}$$

lassen sich damit auf die Form bringen:

$$1. \quad X_1 \cdot (\delta_{11} - \delta_0) + X_c \cdot \delta_{1c} = 0$$

$$2. \quad X_1 \cdot \varphi_{c1} + X_c \cdot \left(\varphi_{cc} - \frac{1}{i_c^2} \cdot \delta_0 \right) = 0$$

Wie im vorhergehenden Anwendungsbeispiel haben auch hier die beiden Elemente des statischen Belastungsgleichwertes im ersten Ton gleiches und im zweiten Ton entgegengesetztes Vorzeichen. Entsprechend entstehen Schwingungsgrenzkurven von der Form der Abb. 5.

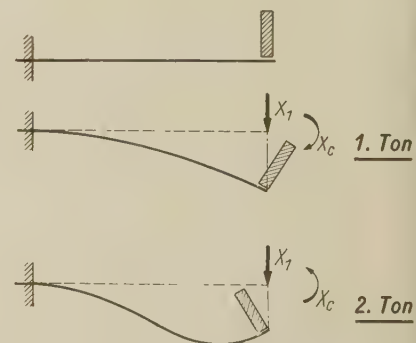


Abb. 5. Die statischen Belastungsgleichwerte und Schwingungsgrenzkurven für den Schwinger der Abb. 4.

II. Der Einmassenschwinger mit sechs Freiheitsgraden

a) Das homogene Gleichungssystem in der allgemeinen Form

Die starre Masse ruht auf einer Feder mit bekannten elastischen Eigenschaften. Das der Untersuchung zugrunde gelegte, zunächst beliebig gerichtete, räumlich rechtwinklige Koordinatensystem hat seinen Anfang im Massenmittelpunkt mit der Achsenbezeichnung 1—2—3, wenn

es sich um Kräfte, $a-b-c$, wenn es sich um Kräftepaare handelt.

Der statische Belastungsgleichwert ist diejenige Anordnung von

1. Kräften in Richtung der drei Achsen,

2. Kräftepaaren um die drei Achsen drehend, welche im statischen Belastungsvorgang aufgebracht die Schwingungsgrenzlage als Formänderung bewirkt.

Das homogene Gleichungssystem für die sechs Elemente des statischen Belastungsgleichwertes kann mit Rücksicht auf seine Einfachheit und Übersichtlichkeit unmittelbar angeschrieben werden. Hier seien in Zusammenstellung 1 nur die beiden Strukturgleichungen für die Verschiebung in der Richtung „1“ und für die Verdrehung um die gleiche Achse „a“ angeschrieben.

Zusammenstellung 1

$$\begin{aligned} 1.) \quad & X_1 \cdot (\delta_{11} - \delta_0) + X_2 \cdot \delta_{12} + X_3 \cdot \delta_{13} + \\ & + X_a \cdot \delta_{1a} + X_b \cdot \delta_{1b} + X_c \cdot \delta_{1c} = 0. \\ & X_1 \cdot \varphi_{a1} + X_2 \cdot \varphi_{a2} + X_3 \cdot \varphi_{a3} + \\ 2.) \quad & + X_a \cdot \left(\varphi_{aa} - \frac{1}{i_a^2} \delta_0 \right) + X_b \cdot \varphi_{ab} + X_c \cdot \varphi_{ac} = 0. \end{aligned}$$

Nach Ermittlung der Frequenzen aus der Koeffizientendeterminante lassen sich aus dem homogenen Gleichungssystem die Elemente des statischen Belastungsgleichwertes durch ein beliebig gewähltes ausdrücken. Bis auf den Maßstab kann somit auch ein richtiges Bild von denjenigen Verformungen der Feder gewonnen werden, welche den einzelnen Frequenzen zugeordnet sind.

Die Anwendung des Verfahrens kann erleichtert werden durch die Ausbildung der Feder und die Lagerung der Masse auf der Feder.

b) Die Ausbildung der Feder

Von der Feder aus wird eine Vereinfachung der Untersuchung dann gegeben sein, wenn es möglich ist, ihr eine doppelsymmetrische Form zu geben. Da Masse und Feder in der Anordnung weitgehend voneinander unabhängig sind, läßt sich diese Anordnung häufig verwenden. Hier soll das in Abb. 6 dargestellte Modell gewählt werden.

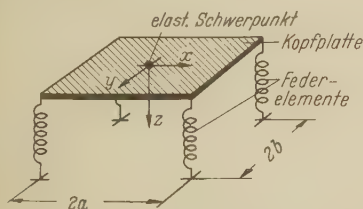


Abb. 6. Die Feder des Einmassenschwingers mit sechs Freiheitsgraden.

gedachten Unterlage biegefest verbunden. Um eine allgemeine Anwendung zu ermöglichen, ist das elastische Verhalten der Federelemente in den drei Achsrichtungen unterschiedlich, aber für alle vier Federelemente in der gleichen Weise unterschiedlich angenommen worden.

Die Mitte der Kopfplatte ist der elastische Schwerpunkt der Feder und die in Abb. 6 mit $x-y-z$ bezeichneten Richtungen sind die elastischen Hauptachsen. Die Kennzeichnung des elastischen Verhaltens der Feder wird auf diese drei Achsen als Koordinatensystem bezogen.

Die Hauptverschiebungswerte ergeben sich durch die Wirkung einer Kraft K in jeder dieser drei Richtungen. Die Gesamtheit der Zustandslinien aus den einzelnen Kraftwirkungen wird mit „Z“ bezeichnet. Es ist also $Z(K_x)$ die jeweilig in Frage kommende Zustandslinie,

welche durch die Kraft K in der x -Richtung wirkend an der Feder entsteht. Entsprechend ist:

$$\begin{aligned} \delta_{xx} &= \int [Z(K_x)]^2 \frac{ds}{N}, & \delta_{yy} &= \int [Z(K_y)]^2 \frac{ds}{N}, \\ \delta_{zz} &= \int [Z(K_z)]^2 \frac{ds}{N}. \end{aligned}$$

Aus den Hauptverschiebungen lassen sich die Hauptwinkelverdrehungen unmittelbar ableiten. Sie sind:

$$\begin{aligned} \varphi_{xx} &= \frac{1}{b^2} \cdot \delta_{zz}, & \varphi_{yy} &= \frac{1}{a^2} \cdot \delta_{zz}, \\ \varphi_{zz} &= a^2 \cdot \delta_{xx} + b^2 \cdot \delta_{yy}. \end{aligned}$$

Solange die Doppelsymmetrie der Feder gewahrt bleibt und lediglich eine Veränderung in der Anordnung der Federelemente eintritt, ergeben sich immer entsprechende Beziehungen einfacher Art für die Abhängigkeit der Winkelverdrehungen von den Verschiebungen. Um die weiteren Ergebnisse in allen Fällen anwenden zu können, sind für die Winkelverdrehungen die allgemeinen Bezeichnungen (φ_{xx} , φ_{yy} , φ_{zz}) beibehalten worden.

Im weiteren werden diese „elastischen Hauptwerte“ der Feder als bekannt vorausgesetzt.

c) Die Lagerung der Masse auf der Feder

Der Massenmittelpunkt hat in dem für die Feder gewählten Koordinatensystem (x, y, z) die Ordinaten a_0 , b_0 , c_0 (Abb. 7). Die Achsen des durch den Massenmittelpunkt gehenden Koordinatensystems

(1, 2, 3 bzw. a, b, c) sind nicht mehr beliebig, sondern parallel zu den Hauptachsen der Feder gerichtet. Die bei der Aufstellung des Gleichungssystems entsprechend den Strukturgleichungen (Zusammenstellung 1) erforderlichen elastischen Werte können durch statisch gleichwertige Größen im x, y, z -System hervorgerufen und entsprechend durch die elastischen Grundwerte dieses Systems ausgedrückt werden. Da die Kopfplatte starr ist, sind die einzelnen Belastungsformen auch elastisch gleichwertig.

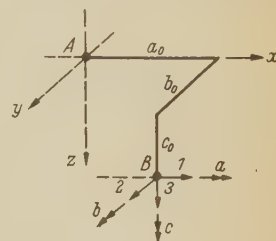


Abb. 7. Die Lage des Massenmittelpunktes in bezug auf die elastischen Hauptachsen (x, y, z) der Feder. — A = elastischer Schwerpunkt (in der Kopfplatte). — B = Massenmittelpunkt (Koordinaten = a_0, b_0, c_0).

Die Zusammenstellung 2 enthält die für den Massenmittelpunkt und den Angriff von Kräften bzw. Kräftepaaren in und um seine Achsen in Frage kommenden Zustandslinien der Feder.

Zusammenstellung 2

$$\begin{aligned} Z(K_1) &= Z(K_x) + Z(c_0 \cdot M_y) - Z(b_0 \cdot M_z) \\ Z(K_2) &= Z(K_y) + Z(a_0 \cdot M_z) - Z(c_0 \cdot M_x) \\ Z(K_3) &= Z(K_z) + Z(b_0 \cdot M_x) - Z(a_0 \cdot M_y) \\ Z(M_a) &= Z(M_x), \quad Z(M_b) = Z(M_y), \quad Z(M_c) = Z(M_z). \end{aligned}$$

Aus ihr ergibt sich beispielsweise

$$\delta_{11} = \int [Z(K_1)]^2 \frac{ds}{N} = \delta_{xx} + c_0^2 \cdot \varphi_{yy} + b_0^2 \cdot \varphi_{zz}.$$

Die Einzelintegrale der Koppelglieder verschwinden mit Rücksicht auf die Eigenschaft des elastischen Schwerpunktes. Entsprechend können alle in den sechs homogenen Gleichungen der Zusammenstellung 1 auftretenden Verschiebungs- und Verdrehungswerte unmittelbar aus der Zusammenstellung 2 abgelesen werden.

Zwar verschwindet jetzt bereits eine ganze Reihe von Einzelgliedern. Dadurch tritt jedoch noch keine wesentliche Erleichterung in der Rechnung ein. Andererseits beteiligen sich alle sechs Elemente des statischen Belastungs-

gleichwertes am Entstehen jeder der den sechs Eigenfrequenzen zugeordneten sechs Schwingungsformen.

d) Das homogene Gleichungssystem bei besonderer Lage des Massenmittelpunktes

Schwingung und Rechnung werden vereinfacht, wenn es möglich ist, die Masse so auf der Feder zu lagern, daß die Projektion des Massenmittelpunktes auf die „x“- oder „y“-Achse fällt. So nimmt beispielsweise das Gleichungssystem entsprechend den Strukturgleichungen der Zusammenstellung 1 bei $a_0 = 0$ und den aus Zusammenstellung 2 abgelesenen elastischen Werten die Form der Zusammenstellung 3 an.

Zusammenstellung 3 ($a_0 = 0$)

$$\begin{aligned} & X_1 [(\delta_{xx} + c_0^2 \cdot \varphi_{yy} + b_0^2 \cdot \varphi_{zz}) - \delta_0] + \\ 1.) & + X_b [c_0 \cdot \varphi_{yy}] + X_c [-b_0 \cdot \varphi_{zz}] = 0. \\ & X_2 [(\delta_{yy} + c_0^2 \cdot \varphi_{xx}) - \delta_0] + \\ 2.) & + X_3 [-b_0 \cdot c_0 \cdot \varphi_{xx}] + X_a [-c_0 \cdot \varphi_{xx}] = 0. \\ 3.) & X_3 [(\delta_{zz} + b_0^2 \cdot \varphi_{xx}) - \delta_0] + X_a [b_0 \cdot \varphi_{xx}] = 0. \\ 4.) & X_2 [-c_0 \cdot \varphi_{xx}] + X_3 [b_0 \cdot \varphi_{xx}] + X_a \left[\varphi_{xx} - \frac{1}{i_a^2} \cdot \delta_0 \right] = 0. \\ 5.) & X_1 [c_0 \cdot \varphi_{yy}] + X_b \left[\varphi_{yy} - \frac{1}{i_b^2} \cdot \delta_0 \right] = 0. \\ 6.) & X_1 [-b_0 \cdot \varphi_{zz}] + X_c \left[\varphi_{zz} - \frac{1}{i_c^2} \cdot \delta_0 \right] = 0. \end{aligned}$$

Das Gleichungssystem ist jetzt aufgespalten in zwei Systeme von drei Gleichungen mit drei Unbekannten, nämlich den Gleichungen 1, 5, 6 mit den Unbekannten X_1 , X_b , X_c , und den Gleichungen 2, 3, 4 mit den Unbekannten X_2 , X_3 , X_a . Entsprechend entstehen zwei voneinander unabhängige Schwingungsformen mit je drei Freiheitsgraden (Abb. 8).

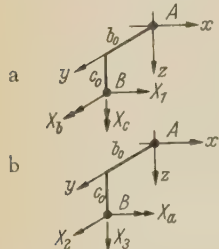


Abb. 8. Die voneinander unabhängigen Gruppen des statischen Belastungsgleichwertes bei $a_0 = 0$ (vgl. Abb. 7). — a) Gl. 1-5-6 mit X_1 , X_b , X_c , — b) Gl. 2-3-4 mit X_2 , X_3 , X_a .

Eine noch weitergehende Vereinfachung tritt ein, wenn es möglich ist, die Masse zentriert auf der Feder zu lagern, das heißt, wenn die Projektion des Massenmittelpunktes in den elastischen Schwerpunkt der Feder fällt. Jetzt verschwinden in der Zusammenstellung 3 auch die Glieder mit b_0 . Jede der beiden Gleichungsgruppen mit je drei Unbekannten zerfällt erneut wieder in eine Gleichung mit einer Unbekannten und zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten. Die zu den entsprechenden

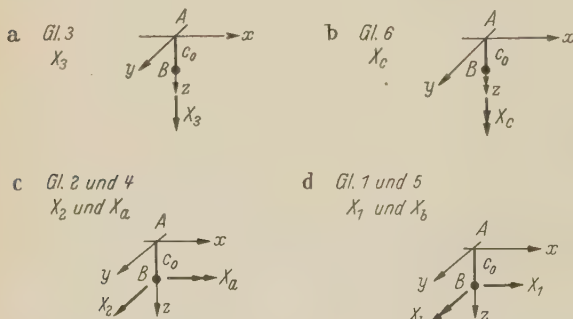


Abb. 9. Die voneinander unabhängigen Gruppen des statischen Belastungsgleichwertes bei $a_0 = b_0 = 0$ (vgl. Abb. 7). — Schwingungen unter Beteiligung eines Freiheitsgrades: a) Gl. 3 mit X_3 ; b) Gl. 6 mit X_c ; — Schwingungen unter Beteiligung von zwei Freiheitsgraden: c) Gl. 2 u. 4 mit X_2 u. X_a ; d) Gl. 1 u. 5 mit X_1 u. X_b .

Schwingungsformen gehörigen Elemente des statischen Belastungsgleichwertes sind in Abb. 9 zusammengestellt.

Wenn schließlich der Massenmittelpunkt mit dem elastischen Schwerpunkt zusammenfällt, tritt der triviale Fall ein, daß sechs voneinander unabhängige Schwingungen entstehen, nämlich drei Längsschwingungen in Richtung der drei Achsen und drei Drehschwingungen um diese drei Achsen. Alle sechs Schwingungen haben nur einen Freiheitsgrad.

3. Anwendungsbeispiel:

Der abgefederte Eisenbahnwagen

Das in Abschnitt II b, Abb. 6 eingeführte Federmodell kann unverändert beibehalten werden. Die Bauart der Federelemente läßt es zu, eine der beiden waagrechten Hauptverschiebungen, gewählt ist δ_{yy} , gleich Null zu setzen, dadurch wird zugleich auch $\varphi_{zz} = 0$. Die Masse soll zentriert gelagert sein. Es gelten also die Gleichungen der Zusammenstellung 3 mit $b_0 = 0$. Jedoch treten mit Rücksicht auf $\delta_{yy} = \varphi_{zz} = 0$ weitere Vereinfachungen ein. Das Ergebnis sind folgende voneinander unabhängige Schwingungsformen:

1. Schwingungen mit einem Freiheitsgrad.

- a) Eine reine Längsschwingung in Richtung der Achse „3“.
- b) Eine Schwingung, welche sich zusammensetzt aus einer Verschiebung in der Richtung der Achse „2“ und einer Verdrehung um die Achse „a“.

2. Eine Schwingung mit zwei Freiheitsgraden, welche sich zusammensetzt aus einer Verschiebung in Richtung der Achse „1“ und einer Drehung um die Achse „b“.

III. Erzwungene Schwingungen

Nach den bisherigen Ausführungen genügt ein kurzer Hinweis für die Anwendung des statischen Belastungsgleichwertes bei der Untersuchung des stationären Bereiches der erzwungenen ungedämpften Schwingung, welche durch die harmonische Erregerkraft

$$P = P_e \cdot \sin \Omega t = A \cdot K_e \cdot \sin \Omega t$$

hervorgerufen wird.

Im Sinne der angewandten Bezeichnungsweise ist:

K_e = Kraft „1“ in Richtung der Erregerkraft,
 A = bekannter und dimensionsloser Multiplikator,
 $P_e = A \cdot K_e$ = Höchstwert der Erregerkraft.

Als Beispiel diene wieder der in Abb. 1 dargestellte Mehrmassenschwinger. Zu den dort vorhandenen Elementen des statischen Belastungsgleichwertes tritt bei der Erzeugung der Schwingungsgrenzlinie als Biegelinie jetzt der in der gegebenen Richtung e wirkende Höchstwert der Erregerkraft (Abb. 10).

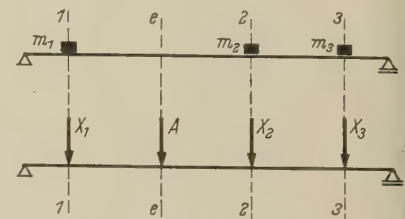


Abb. 10. Der Schwinger nach Abb. 1 unter der Einwirkung einer Erregerkraft $A \cdot K_e \cdot \sin \Omega t$.

Für ein beliebiges Element des statischen Belastungsgleichwertes ergibt sich die Beziehung

$$X_n = m_n \cdot \Omega^2 \cdot y_{n0}$$

$$y_{n0} = X_1 \cdot \delta_{n1} + X_2 \cdot \delta_{n2} + \dots + X_n \cdot \delta_{nn} \dots + A \cdot \delta_{ne}$$

Auch hier sei wieder

$$m_n \cdot \Omega^2 = \frac{m}{\mu_n} \cdot \Omega^2 = \frac{1}{\mu_n \delta_0}$$

gesetzt.

„ δ_0 “ ist jetzt eine bekannte Größe. In die einzelnen Gleichungen nach Zusammenstellung 1, die im übrigen un-

verändert bleiben, geht zusätzlich das vom Höchstwert der Erregerkraft abhängige bekannte Störglied $A \cdot \delta_{ne}$ ein.

Aus dem jetzt inhomogen gewordenen Gleichungssystem ergibt sich nur ein einziger vom Höchstwert der Erregerkraft abhängiger statischer Belastungsgleichwert entsprechend der Tatsache, daß nur eine einzige Schwingung in der Frequenz der Erregerkraft auftritt. Die Koeffizientendeterminante des homogenen Gleichungssystems ist die Nennerdeterminante des inhomogenen Systems. Wenn sie Null wird, d. h. wenn die Erregerkraft in einer der Eigenfrequenzen der Feder schwingt, tritt der Resonanzfall ein.

Die Beanspruchung der Feder erfolgt durch den statischen Belastungsgleichwert und den Höchstwert der Erregerkraft. Es können auch mehrere Erregerkräfte in beliebigen Richtungen wirken. Sie würden nur das Hinzutreten wei-

terer Störglieder bewirken. Erregerkräfte, welche Störglieder in einer zusammenhängenden Gleichungsgruppe bedingen, müssen natürlich phasengleich sein. Diese Forderung ist nicht mehr gegeben für Erregerkräfte, die nur in voneinander unabhängigen Gleichungsgruppen auftreten. Die Aufspaltung des Gleichungssystems in diese voneinander unabhängigen Gleichungsgruppen wird durch das Hinzutreten der Störglieder nicht berührt. Alle durch die Aufspaltung entstehenden Einzelgruppen des statischen Belastungsgleichwertes entsprechen einer Schwingung in der Frequenz der in dieser Gleichungsgruppe auftretenden phasengleichen Erregerkräfte. Wenn aber eine selbständige Gleichungsgruppe ohne Störglieder geblieben ist, dann kann die Feder auch die dieser Gleichungsgruppe entsprechenden Eigenschwingungen mit selbständigen Eigenfrequenzen ausführen.

Bestimmung der Mittendurchbiegung und des erforderlichen Trägheitsmomentes bei Biegestäben beliebiger Tragwerke

Von Dipl.-Ing. M. Schineis, München

DK 624.043/.044.072

Einleitung

Die Vereinfachung der Berechnung der Durchbiegung und des erforderlichen Trägheitsmoments von Trägern war in den letzten Jahren Gegenstand verschiedener Veröffentlichungen¹. Im vorliegenden Aufsatz wird die einfache und knappe Schreibweise der Formeln (in Abhängigkeit vom Maximalmoment), wie sie in manchen Handbüchern² verwendet wird, aufgegriffen. Es wird die unmittelbare Abhängigkeit der Durchbiegung vom Momentenbild aufgezeigt und durch eine zweckmäßig abgestufte Reihe von M-Flächen bestimmter Lastfälle die Möglichkeit gegeben, die angegebenen Formeln auf beliebige Belastungen und statische Systeme durch „Interpolation“ von Beiwerten anzuwenden. Dadurch wird die Rechenarbeit auf ein Maß vermindert, welches der oft untergeordneten Fragestellung entspricht. Nach dem Fortfall der Durchbiegungsvorschriften ist die Wahl des gewünschten Durchbiegungsverhältnisses ohnehin in das Ermessen des Statikers gestellt. Die mitgeteilten Tabellenwerte erstrecken sich auf die Baustoffe Stahl, Aluminium, Stahlbeton und Holz. An einer Reihe von Anwendungsbeispielen wird die Handhabung gezeigt: Durchlaufträger (Beispiel 1), Stockwerkrahmen (2), Zweigelenrahmen (3), Einfeldträger mit veränderlichem Trägheitsmoment (4).

Die Formeln und ihre Anwendung

Die Formeln für das erforderliche Trägheitsmoment und die vorhandene Durchbiegung lauten bei Beschränkung auf den Einfluß der Momente:

$$_{\text{erf}} I = \varphi \cdot \alpha \cdot M l = \beta \cdot M l, \tag{1}$$
$$_{\text{vorh}} f = 100 \cdot \alpha \cdot M l^2 / I, \tag{2}$$
$$_{\text{vorh}} f/l = \alpha \cdot M l / I, \tag{3}$$

wobei I [cm⁴]; M [tm]; l [m]; f [cm]
und $\varphi = l/f$ gewünschtes Durchbiegungsverhältnis,
 α und β Beiwerte aus der Tafel für den gegebenen Lastfall.

Für die Anwendung sind folgende Punkte hervorzuheben:

1. Die Tafel der Beiwerte ist für die Durchbiegung f in Stabmitte aufgestellt. Bei symmetrischer Momentenfläche ist dieses f das Maximum. Dagegen liegt bei un-

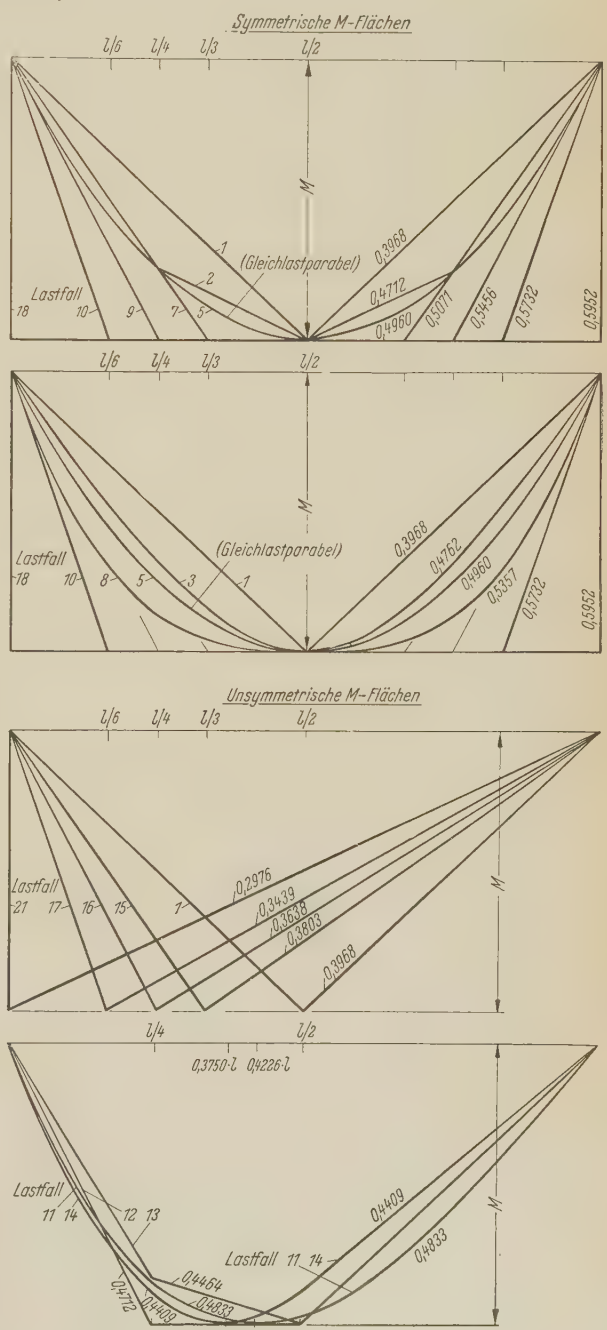


Abb. 1. M-Flächen und α -Werte für Stahl.

¹ Dembicky: Stahlbau (1954) S. 63; Koppenhöfer: Stahlbau (1954) S. 296 und (1956) S. 48; Wille: Bautechnik (1952) S. 249.
² Stahl im Hochbau, Düsseldorf, 12. Aufl., S. 486; Boerner: Statische Tabellen.

symmetrischer Momentenfläche
 $f_{\max}$ etwas neben der Stabmitte
und ist um einige Prozent
höher. (Beispielsweise

Fall 16:

$f_{\max} = 1,016 \cdot f$ bei $x = 0,4410 \cdot l$,

Fall 21:

$f_{\max} = 1,026 \cdot f$ bei $x' = 0,4226 \cdot l$,

Fall 22:

$f_{\max} = 1,040 \cdot f$ bei $x = 0,4215 \cdot l$,

Fall 23:

$f_{\max} = 0,038 \cdot f$ bei $x = 0,4226 \cdot l$,

Fall 24:

$f_{\max} = 1,024 \cdot f$ bei $x = 0,4772 \cdot l$.)

Für die Praxis genügt des-
halb auch in Fällen unsym-
metrischer M-Flächen die Be-
rechnung der Mittendurchbie-
gung (evtl. mit einem geschätz-
ten Zuschlag).

2. Die Beiwerte hängen
nur von der Form der Mo-
mentenfläche ab. Die in
der Tafel ausgewählte Auf-
einanderfolge von bestimmten
Belastungsfällen zeigt dies in
anschaulicher Weise. Man be-
achte, wie die Beiwerte mit der
„Ausweitung“ des Momenten-
bildes bei gleichem $f_{\max} M$ an-
wachsen (Fall 1 bis 10) und
andererseits durch Verschieben
des Maximums nach der Seite
abnehmen (Fall 11 bis 17).
Für die in der Tafel aufge-
führten Lastfälle ergeben die
Formeln die genaue Mittendurch-
biegung.

3. Die Intervalle zwischen
den einzelnen Lastfällen sind
so gewählt, daß außerdem bei
beliebigen Momenten-
flächen leicht die α - oder β -
Werte für eine Näherungs-
lösung „interpoliert“ werden
können, wie dies in den An-
wendungsbeispielen vorgeführt
wird. Besonders geeignet ist
hierfür die vergrößerte Dar-
stellung der Momentenflächen
in Abb. 1.

4. Selbst bei Trägern
mit veränderlichem Träg-
heitsmoment können die
Formeln und Tafeln zu Nähe-
rungslösungen verwendet
werden, wenn man statt der wirk-
lichen M-Fläche die $M I_m / I$ -
Fläche aufzeichnet und für
diese den Beiwert aus ähn-
lichen Momentenbildern der
Tafel abschätzt. Dabei ist, wie
in Beispiel 4 gezeigt wird, als
 I_m das Trägheitsmoment in
Stabmitte zu nehmen.

5. Aus der Ableitung geht
ferner hervor, daß das Ver-
fahren auf jeden biegefesten
(gelenklosen) Stab eines be-
liebigen statisch bestimm-
ten oder unbestimmten

Tabelle 1. Beiwerte

Erf. Trägheitsmoment: $I_{\text{erf}} = \varphi \cdot \alpha \cdot M l = \beta \cdot M l$			Vorh. Durchbiegung: $f_{\text{vorh}} = 100 \cdot \alpha \cdot M l^2 / I$			Vorh. Durchb.-Verhältnis: $f_{\text{vorh}} l / l = \alpha \cdot M l / I$					
wobei: I [cm ⁴]; M [tm]; l [cm]; f [cm]; und $\varphi = l/f$											
Lastfall	Belastungs- Bild	Momenten- Bild	α	β_{Stahl}			α				μ
			Stahl	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$	Alu- minium	Stahl- beton	Nadel- holz	Eiche Buche	
Positive, symmetrische M-Flächen											
1			0,3968	79,4	119	198	1,190	3,968	8,333	6,667	$\frac{1}{12}$
2			0,4712	94,2	141	236	1,414	4,712	9,896	7,917	$\frac{19}{192}$
3			0,4762	95,2	143	238	1,429	4,762	10,00	8,000	$\frac{1}{10}$
4			0,4850	97,0	146	243	1,455	4,850	10,19	8,148	$\frac{11}{108}$
5			0,4960	99,2	149	248	1,488	4,960	10,42	8,333	$\frac{5}{48}$
6			0,5000	100	150	250	1,500	5,000	10,50	8,400	$\frac{21}{200}$
7			0,5071	101	152	254	1,521	5,071	10,65	8,519	$\frac{23}{216}$
8			0,5357	107	161	268	1,607	5,357	11,25	9,000	$\frac{9}{80}$
9			0,5456	109	164	273	1,637	5,456	11,46	9,167	$\frac{11}{96}$
10			0,5732	115	172	287	1,720	5,732	12,04	9,630	$\frac{13}{108}$
Positive, unsymmetrische M-Flächen											
11			0,4833	96,7	145	242	1,450	4,833	10,15	8,119	$\frac{15\sqrt{3}}{256}$
12			0,4712	94,2	141	236	1,414	4,712	9,896	7,917	$\frac{19}{192}$
13			0,4464	89,3	134	223	1,339	4,464	9,375	7,500	$\frac{3}{32}$
14			0,4409	88,2	132	220	1,323	4,409	9,259	7,407	$\frac{5}{54}$
15			0,3803	76,1	114	190	1,141	3,803	7,986	6,389	$\frac{23}{288}$
16			0,3638	72,8	109	182	1,091	3,638	7,639	6,111	$\frac{11}{144}$
17			0,3439	68,8	103	172	1,032	3,439	7,222	5,778	$\frac{13}{180}$
Negative M-Flächen											
18			0,5952	119	179	298	1,786	5,952	12,50	10,00	$\frac{1}{8}$
19			0,5952	119	179	298	1,786	5,952	12,50	10,00	$\frac{1}{8}$
20			0,5952	119	179	298	1,786	5,952	12,50	10,00	$\frac{1}{8}$
21			0,2976	59,5	89,3	149	0,8929	2,976	6,250	5,000	$\frac{1}{16}$
f_{max} bei $x = 0,5774 \cdot l$											
			0,3055	61,1	91,6	153	0,9164	3,055	6,415	5,132	$\frac{\sqrt{3}}{27}$

Tabelle 1. (Fortsetzung)

Sonderfälle											
Einseitig starr eingespannter Träger			Mittendurchbiegung f und μ								
Lastfall	Belastung	M-Fläche	α	β_{Stahl}			α				μ
			Stahl	1 200	1 300	1 500	Alu- minium	Stahl- Beton	Nadel- holz	Eiche Buche	
Mittendurchbiegung f											
22			0,1984	39,7	59,5	99,2	0,5952	1,984	4,167	3,333	1
$\max f$ bei $x = 0,4215 \cdot l$										24	
										0,043329	
										24	
23			0,2094	41,9	62,8	105	0,6283	2,094	4,398	3,519	19
$\max f$ bei $x = 0,4226 \cdot l$										432	
										0,045632	
										19	
24			0,2315	46,3	69,4	116	0,6944	2,315	4,861	3,889	7
$\max f$ bei $x = 0,4772 \cdot l$										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	
										7	
										144	

Die den Beiwerten α und β zugrunde gelegten Elastizitätsmodul der Baustoffe sind:

Stahl	= 2100 t/cm ²
Aluminium	= 700 t/cm ²
Stahlbeton	= 210 t/cm ²
Nadelholz	= 100 t/cm ²
Eiche, Buche	= 125 t/cm ²

Anwendungsbeispiele

1. Durchlaufträger (Abb. 3). Belastung und M -Fläche im Bild angeben. Für Stahl sei $\sigma_{zul} = 1,6 \text{ t/cm}^2$, die

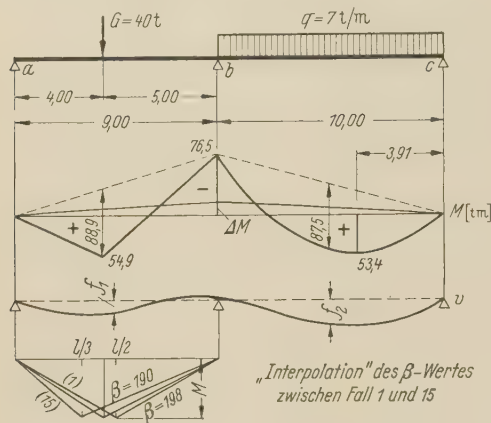


Abb. 3. Durchlaufträger.

Mittendurchbiegung soll $l/500$ nicht überschreiten. $\text{erf } W = 7650/1,6 = 4780 \text{ cm}^3$.

Nach (1a) ist: $\text{erf } I_{bc} = (248 \cdot 87,5 - 149 \cdot 76,5) \cdot 10,0 = 103000 \text{ cm}^4$;
 $\text{erf } I_{ab} \approx (196 \cdot 88,9 - 149 \cdot 76,5) \cdot 9,0 = 54200 \text{ cm}^4$;

wobei der β -Wert für den positiven Momentenanteil des Feldes $a-b$ zwischen Lastfall 1 und 15 interpoliert wurde. Maßgebend nun W und I_{bc} , erforderlich IP 55 (140 300/5100). Nach dem Traglastverfahren (Näherungsformeln DIN 1050/§ 13, 3a, β bzw. 2. 3331 hier nicht anwendbar!) könnte noch ein geringeres W , nicht aber I , erreicht werden. Bei Fließgelenk in b und mit dem Ansatz $76,5 - \Delta M = 54,9 + 4,0/9,0 \cdot \Delta M$ ergibt sich $M_T = 61,5 \text{ tm}$ und $\text{erf } W = 6150/1,6 = 3840 \text{ cm}^3$. Gewählt: IP 50 mit $W = 4530 > 3840 \text{ cm}^3$ und $I = 113200 > 103000 \text{ cm}^4$.

2. Riegel eines Stockwerkrahmens (Abb. 4). Die gezeichnete M -Fläche stamme aus dem ungünstigsten Lastfall. Profil IP 30 mit $I = 25760 \text{ cm}^4$. Die Mittendurchbiegung beträgt nach Gl. (2a): $\text{vorh } f = (0,4960 \cdot 40,0 - 0,5952 \cdot 19,5) \cdot 100 \cdot 8,0^2/25760 = 2,0 \text{ cm} = l/400$.

3. Riegel eines Zweigelenrahmens (Abb. 5). Mit $I_R = I_S$ wurde die M -Fläche ermittelt. Das erforderliche Trägheitsmoment des Riegels bei einer zulässigen Mittendurchbiegung von $l/500$ kann auf zwei Arten mit Hilfe von Gl. (1a) bestimmt werden:

a) Genau: Riegel- M in 3 Teilflächen zerlegt:

$$\text{erf } I = (190 \cdot 120 + 248 \cdot 180 - 298 \cdot 135) \cdot 12,0 = 327000 \text{ cm}^4.$$

b) Angenähert: Riegel- M nur in positive und negative Teilfläche zerlegt, wobei für die positive der β -Wert inter-

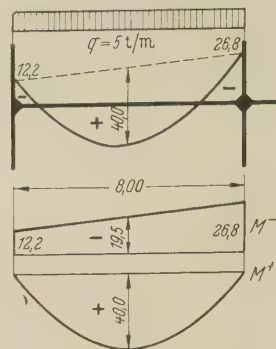


Abb. 4.
Riegel eines Stockwerkrahmens.

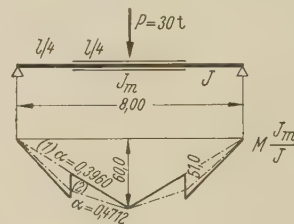


Abb. 6.

Einfeldträger mit Verstärkung.

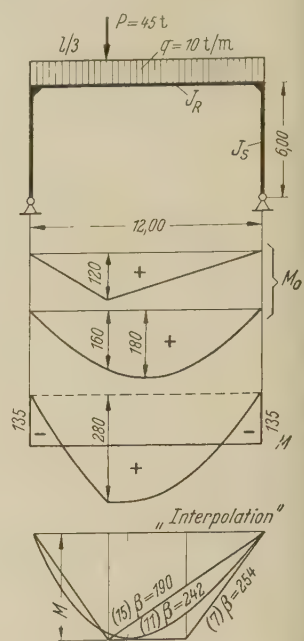


Abb. 5.

Riegel eines Zweigelenrahmens.

poliert werden muß. Durch Vergleich von Fall 15, 11 und 7 schätzt man $\beta \approx 240$:

$$\text{erf } I \approx (240 \cdot 280 - 298 \cdot 135) \cdot 12,0 = 324000 \text{ cm}^4 \quad (\text{Fehler } 1\%).$$

(Verhältnis I_R/I_S ist nach Profilwahl mit ursprünglicher Annahme zu vergleichen.)

4. Einfeldträger mit Verstärkung (Abb. 6). $M = 60 \text{ tm}$; $\text{erf } W = 6000/1,6 = 3750 \text{ cm}^3$. Bei beschränkter Bauhöhe wäre z. B. IP 34 (2170/36 940), im Mittelteil verstärkt durch $2 \square 350 \cdot 15$ (3790/62 970) denkbar. Gesucht ist die Durchbiegung. Hier ist die $M I_m/I$ -Fläche aufzuzeichnen, wobei I_m das I in Stabmitte ist. Außen ist dann $I_m/I = 62970/36940 = 1,70$. In den $1/4$ -Punkten ist mithin $M I_m/I = 30 \cdot 1,70 = 51 \text{ tm}$. Man schätzt $\alpha \approx 0,44$ nach Vergleich der Lastfälle 1 und 2, wobei zu beachten ist, daß M -Flächenteile in Stabmitte für α mehr „Gewicht“ haben als an den Stabenden. Es ist mit Gl. (3), bzw. Gl. (2):

$$\text{vorh } f/l \approx 0,44 \cdot 60 \cdot 8,0/62970 = 1/300, \quad \text{oder} \\ \text{vor } f \approx 100 \cdot 0,44 \cdot 60 \cdot 8,0^2/62970 = 2,68 \text{ cm}.$$

Die genaue Rechnung ergibt 2,63 cm; $\alpha = 0,43$ wäre also richtig gewesen. An der geringen Differenz erkennt man, daß das hier mitgeteilte Verfahren des „Interpolierens“ der Beiwerte an Hand der Tafeln für die Praxis ausreichend genaue Werte liefert.

Zur Berechnung der Setzung von Fundamenten in der Form einer kreisförmigen Ringfläche. (Berichtigung)

Von Dipl.-Ing. Karl Fischer, Wien

DK 624.15 : 69.058.4

Im obengenannten Artikel: Bauingenieur 31 (1956) S. 257—259 sind die Setzungen von Punkten der Ringfläche nicht auf die Setzung w_0 der vollen Kreisfläche bezogen, wie beabsichtigt war. Dieser Fehler macht die folgende Berichtigung notwendig. Unter Ziffer 4 und 5 sind 2 neue Abschnitte als Ergänzung beigelegt.

A. Setzung des Mittelpunktes M

$$w_M = (1 - \mu^2) \frac{2}{E} r q (1 - \varrho). \quad (6)$$

Die gesuchten Setzungen werden auf die Setzung w_0 des Mittelpunktes der vollen Kreisfläche bezogen. Aus $Q_1 = r^2 \pi q$, $r q = Q_1/r \pi$ folgt

$$w_M = (1 - \mu^2) \frac{2}{\pi} \frac{Q_1}{r E} (1 - \varrho). \quad (7)$$

Mit w_0 nach Gl. (1) ist

$$w_M = w_0(1 - \varrho). \tag{8}$$

B. Setzung des inneren Randpunktes A, $x = \varrho r$

Mit Einführung von w_0 ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} w_A &= w_0 \cdot f_1(\varrho), \\ f_1(\varrho) &= 1 - \frac{2}{\pi} \varrho - \frac{1}{4} \varrho^2 - \frac{3}{64} \varrho^4 - \frac{5}{256} \varrho^6 - \dots \end{aligned} \right\}. \tag{9}$$

C. Setzung des äußeren Randpunktes B, $x = r$

In gleicher Weise ergibt sich

$$\left. \begin{aligned} w_B &= w_0 \cdot f_2(\varrho), \\ f_2(\varrho) &= \frac{2}{\pi} - \frac{1}{2} \varrho^2 \left[1 + \frac{1}{8} \varrho^2 + \frac{3}{64} \varrho^4 + \frac{25}{1024} \varrho^6 + \dots \right] \end{aligned} \right\}. \tag{10}$$

Die Ausrechnung von $f_1(\varrho)$, $f_2(\varrho)$ ergab die Tabelle 1.

Tabelle 1

ϱ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$f_1(\varrho)$	1,000	0,934	0,863	0,786	0,704	0,616
$f_2(\varrho)$	0,637	0,632	0,617	0,591	0,555	0,507
ϱ	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	—
$f_1(\varrho)$	0,521	0,418	0,306	0,183	0	—
$f_2(\varrho)$	0,447	0,373	0,283	0,173	0	—

Eine Darstellung von $f_1(\varrho)$, $f_2(\varrho)$ zeigt die Abb. 2.

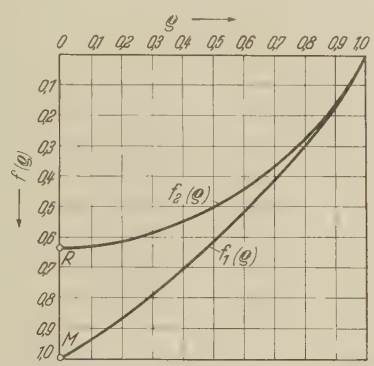


Abb. 2. Darstellung der Funktionen $f_1(\varrho)$ für den inneren Randpunkt und $f_2(\varrho)$ für den äußeren Randpunkt.

D. Setzung eines Punktes 1 innerhalb der Ringfläche, $x < \varrho r$

$$\left. \begin{aligned} w_x &= w_0 \cdot f\left(\frac{x}{r}\right), \\ f\left(\frac{x}{r}\right) &= (1 - \varrho) + \frac{1}{4} \left(\frac{1}{\varrho} - 1\right) \left(\frac{x}{r}\right)^2 + \frac{3}{64} \left(\frac{1}{\varrho^3} - 1\right) \left(\frac{x}{r}\right)^4 + \\ &\quad + \frac{5}{256} \left(\frac{1}{\varrho^5} - 1\right) \left(\frac{x}{r}\right)^6 + \dots, \quad x < \varrho r \end{aligned} \right\}. \tag{11}$$

E. Setzung eines Punktes 2 in der Ringfläche, $\varrho r < x < r$

$$\left. \begin{aligned} w_x &= w_0 \left[f\left(\frac{x}{r}\right) - f\left(\frac{\varrho r}{r}\right) \right], \\ f\left(\frac{x}{r}\right) &= 1 - \frac{1}{4} \left(\frac{x}{r}\right)^2 - \frac{3}{64} \left(\frac{x}{r}\right)^4 - \frac{5}{256} \left(\frac{x}{r}\right)^6 - \dots \\ f\left(\frac{\varrho r}{r}\right) &= \frac{1}{2} \varrho^2 \left(\frac{r}{x}\right) \left[1 + \frac{1}{8} \varrho^2 \left(\frac{r}{x}\right)^2 + \frac{3}{64} \varrho^4 \left(\frac{r}{x}\right)^4 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{25}{1024} \varrho^6 \left(\frac{r}{x}\right)^6 + \dots \right], \quad \varrho r < x < r \end{aligned} \right\}. \tag{12}$$

F. Setzung eines Punktes 3 außerhalb der Ringfläche, $x > r$

$$\left. \begin{aligned} w_x &= w_0 \cdot f\left(\frac{r}{x}\right), \\ f\left(\frac{r}{x}\right) &= \frac{1}{2} \left(\frac{r}{x}\right)^2 \left[(1 - \varrho^2) + \frac{1}{8} (1 - \varrho^4) \left(\frac{r}{x}\right)^2 + \right. \\ &\quad \left. + \frac{3}{64} (1 - \varrho^6) \left(\frac{r}{x}\right)^4 + \frac{25}{1024} (1 - \varrho^8) \left(\frac{r}{x}\right)^6 + \dots \right], \quad x > r \end{aligned} \right\}. \tag{13}$$

Abb. 3 zeigt den Verlauf der Setzungen für das Beispiel $\varrho = 0,6$. Die zugehörigen Werte der Funktionen gibt die Tabelle 2.

Tabelle 2

$\frac{x}{r}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
$f\left(\frac{x}{r}\right)$	0,400	0,407	0,432	0,521	0,571	0,447
$F\left(\frac{x}{r}\right)$	1,000	0,990	0,959	0,903	0,816	0,637
$\frac{x}{r}$	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	—
$f\left(\frac{r}{x}\right)$	0,310	0,254	0,216	0,188	0,168	—
$F\left(\frac{r}{x}\right)$	0,467	0,385	0,330	0,290	0,259	—

$f\left(\frac{x}{r}\right), f\left(\frac{r}{x}\right) \dots$ Kreisringfläche
 $F\left(\frac{x}{r}\right), F\left(\frac{r}{x}\right) \dots$ volle Kreisfläche

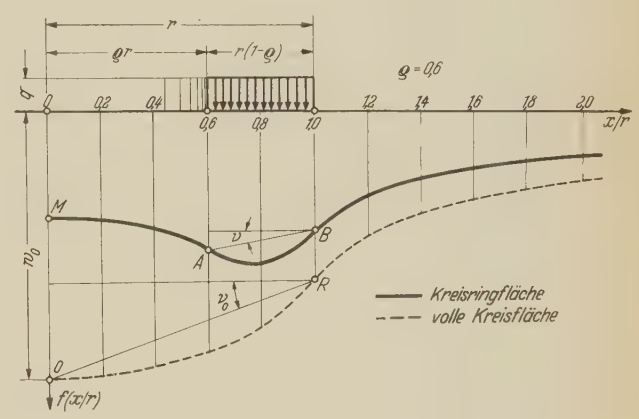


Abb. 3. Verlauf der Setzung einer kreisförmigen Ringfläche infolge einer gleichmäßig verteilten Belastung.

Ergänzung

3. Neigung der Verbindungsgeraden der beiden Randpunkte A—B

Nach Abb. 3 ist

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{w_A - w_B}{r(1 - \varrho)}. \tag{14}$$

$$w_A = w_0 \cdot f_1(\varrho), \quad w_B = w_0 \cdot f_2(\varrho),$$

$$\operatorname{tg} \nu = \frac{w_0}{r} \frac{f_1(\varrho) - f_2(\varrho)}{1 - \varrho} = \frac{w_0}{r} \cdot f_3(\varrho). \tag{15}$$

Durch Einführung von $f_1(\varrho)$, $f_2(\varrho)$ folgt

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \nu &= \frac{w_0}{r} \cdot f_3(\varrho), \\ f_3(\varrho) &= \frac{1}{1 - \varrho} \left[1 - \frac{2}{\pi} (1 + \varrho) + \frac{1}{4} \varrho^2 + \frac{1}{64} \varrho^4 + \frac{1}{256} \varrho^6 + \dots \right] \end{aligned} \right\}. \tag{16}$$

Die Ausrechnung der Funktion $f_3(\varrho)$ ist in Tabelle 3 ersichtlich, eine Darstellung zeigt die Abb. 4.

4. Mittlere Setzung der Ringfläche

Der Rauminhalt der Setzungsmulde zwischen den Lotrechten der Randpunkte A, B ist nach Abb. 3

$$V_1 = 2\pi \int_{\varrho r}^r w_x \cdot x dx. \quad (17)$$

Jener der Setzungsmulde mit der mittleren Setzung w_m ist

$$V_2 = 2\pi w_m \int_{\varrho r}^r x dx. \quad (18)$$

Diese Rauminhalte sollen gleich groß sein: Also gilt

$$V_2 = V_1 \text{ oder } w_m \int_{\varrho r}^r x dx = \int_{\varrho r}^r w_x \cdot x dx. \quad (19)$$

Nach einfacher Zwischenrechnung folgt

$$w_m = \frac{2}{r^2} \frac{1}{1-\varrho^2} \int_{\varrho r}^r w_x \cdot x dx = w_0 \cdot f_4(\varrho). \quad (20)$$

Durch Einführung von w_x aus Gl. (12) ergibt sich

$$w_m = w_0 \cdot f_4(\varrho), \quad \left. \begin{aligned} f_4(\varrho) = \frac{1}{1-\varrho^2} \left\{ \left[(1-\varrho^2) - \frac{1}{8}(1-\varrho^4) - \frac{1}{64}(1-\varrho^6) - \right. \right. \\ \left. \left. - \frac{5}{1024}(1-\varrho^8) - \dots \right] - \varrho^2 \left[\left(1 + \frac{1}{8}\varrho \right) (1-\varrho) + \right. \right. \\ \left. \left. + \frac{1}{64}\varrho(1-\varrho^3) + \frac{5}{1024}\varrho(1-\varrho^5) + \dots \right] \right\} \end{aligned} \right\}. \quad (21)$$

Für $\varrho = 0$ folgt 1 im $f_4(\varrho) = 8/3\pi$,

und damit für die mittlere Setzung der vollen Kreisfläche

$$w_m = (1-\mu^2) \frac{16}{3\pi^2} \frac{Q_1}{rE}. \quad (22)$$

Die Ausrechnung von $f_4(\varrho)$ ergibt die Zahlen in Tabelle 3, eine Darstellung zeigt Abb. 4.

Tabelle 3

ϱ	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$f_3(\varrho)$	0,363	0,336	0,308	0,279	0,249	0,217
$f_4(\varrho)$	0,849	0,844	0,814	0,769	0,709	0,637
ϱ	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	—
$f_3(\varrho)$	0,184	0,148	0,108	0,053	0	—
$f_4(\varrho)$	0,552	0,455	0,345	0,222	0	—

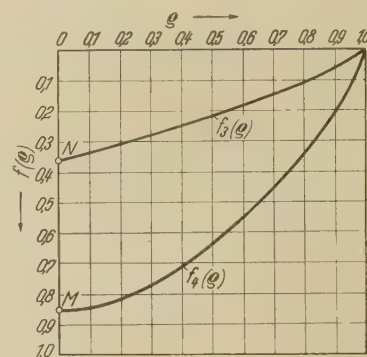


Abb. 4. Darstellung der Funktionen $f_3(\varrho)$ für die Neigung der Verbindungsgeraden A—B der Randpunkte und $f_4(\varrho)$ für die mittlere Setzung der Ringfläche.

Gl. (21) gibt einen Näherungswert für die Setzung einer starren Kreisringplatte bei zentrischer Belastung mit ziemlicher Genauigkeit. Eine exakte Lösung dieses Problems ist bisher nicht bekannt geworden.

Kurze Technische Berichte

DK 624.131.001.5 : 624.137.5 : 624.135

Große dreiaxiale Zellversuche

An der Princeton University USA wurde im Laboratorium für Bodenmechanik von Tschebotarioff ein Großgerät für Zellversuche gebaut, das in erster Linie zur Bestimmung der Ruhedruckziffer von bindigen Hinterfüllungen hinter Stützmauern dienen soll. Die gesamten Untersuchungen beziehen sich auf wassergesättigte Böden.

Das Gerät ermöglicht es, gestörte und ungestörte Bodenproben von 20 cm Durchmesser und 60 cm Höhe bis zu 3 kg/cm² lotrecht zu belasten. Mit Hilfe von Zusatzeinrichtungen kann die lotrechte Belastung erhöht werden. Der Ruhedruck ist derjenige Druck, den der vollständig konsolidierte Boden auf eine Wand ausübt, die sich nicht seitlich bewegt. Er kommt insbesondere dann in Betracht, wenn der Erddruck auf Gebäudeteile gesucht wird, die nicht kippen oder sich verdrehen oder seitlich verschieben können. Um jegliche seitliche Formänderung während des Versuches auszuschalten, wurde die Probe in eine Druckzelle gestellt, die von einem Stahlmantel umgeben ist, dessen Stärke so bemessen wurde, daß unter den auftretenden Flüssigkeitsdrücken keine Formänderung der Zelle von wesentlicher Bedeutung erwartet werden kann (Abb. 1). Ferner wurde besonderer Wert darauf gelegt, daß die Ober- und Unterfläche der Probe auch in waagrechter Richtung frei beweglich war. Dies wurde durch Kugellager erreicht, die an den Auflagerflächen der Probe angeordnet sind. Als Seitendruckmittel wurde eine Spezialflüssigkeit verwendet, die den besonderen Anforderungen des Versuches angepaßt war. Der Seitendruck kann mit Hilfe von Manometern ohne Austritt der Flüssigkeit aus der Zelle, also ohne Formänderung der Probe, gemessen werden (Abb. 2). Außerdem enthält das Gerät Vorrichtungen zur Messung des Porenwasserdruckes nach einem neueren Verfahren (Statham Pressure Transducer), das zuerst für Messungen im Windkanal der Princeton University verwendet worden ist. In den Statham Gages werden statische oder dynamische Drücke (Porenwasserdrücke) in elektrische Widerstände verwandelt, die wie bei den üblichen Dehnungs-

meßstreifen abgelesen werden. Die Bodenprobe kann an ihrer oberen und unteren Seite entwässern. Das Volumen des ausgetretenen Wassers wird gemessen. Der lotrechte Druck wird mit Carlson-Meßdosen am oberen und unteren Ende der Probe, die durch eine hydraulische Presse belastet wird, gemessen. Außerdem ist noch eine Vorrichtung vorgesehen, um gestörte Bodenproben innerhalb der Zelle in die notwendige Zylinderform einstampfen zu können. Während des Versuches wird die Probe lotrecht belastet. Dadurch, daß die Druckflüssigkeit aus der Zelle nicht entweichen kann, ist eine seitliche Ausweichbewegung des Bodens nicht möglich, zumal wo sich das ganze Gerät in einem Raum mit konstanter Temperatur befindet und daher keinen Wärmeschwankungen und Wärmeausdehnungen unterliegt. Nach Aufbringung des lotrechten Druckes wird so lange gewartet, bis eine völlige Konsolidierung der Probe eingetreten ist. Dies kann sowohl an den Setzungen als auch an dem Wasseraustritt aus der Probe kontrolliert werden. Um einen Vergleich mit der aktiven Erddruckziffer zu erhalten, kann die Druckflüssigkeit aus der Zelle tropfenweise abgelassen werden. Dadurch wird eine seitliche Bewegung der Probe hervorgerufen, die bei genügender Größe zum Grenzwert der aktiven Erddruckziffer führen muß. Die Versuche werden auch auf entlastete und wiederbelastete Proben ausgedehnt, wobei teilweise entwässert, teilweise nicht entwässert wurde.

Gearbeitet wurde mit Ausnahme von Vorversuchen mit Sand, der zum Ausprobieren des Gerätes diente, mit einem gestört eingebrachten tonigen Schluff (Plastizitätszahl 7 %) und einem bindigeren Ton (Plastizitätszahl 62 %). Während einer Belastungsstufe nimmt die Ruhedruckziffer im Laufe der Konsolidierung von nahezu 1 (hydrostatischer Druck des gespannten Porenwassers) auf einen Endwert ab (Abb. 3), der sich bei sämtlichen Versuchen mit dem gleichen Boden gleich hoch ergab. Diese Ruhedruckziffer für den konsolidierten Zustand betrug bei dem tonigen Schluff 0,40 und bei dem Ton 0,55. Nach Ablassen einiger Tropfen zeigte sich, daß die seitliche Ausdehnung der Probe keine wesentliche Änderung

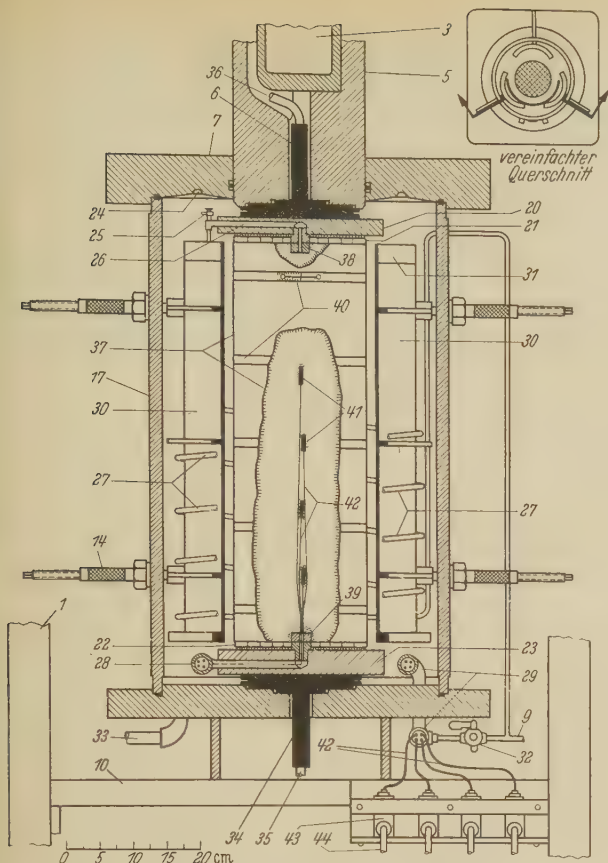


Abb. 1. Schnitt durch die Zelle.

1 Geräterahmen; 3 Kolben und Zylinder, am Druckbogen befestigt; 5 Druckkolben; 6 Oberer Carlson-Spannungsmesser; 7 Kopfplatte der Zelle; 9 Entwässerungsleitung zum Meßsystem; 10 Grundplatte des Gerätes; 14 Ablesungsvorrichtung zur Kontrolle der Lage der Profilzylinder; 17 Zellenwand; 20 Obere Deckplatte; 21 Oberer Segmentatz und Kugellagerung; 22 Unterer Segmentatz und Kugellagerung; 23 Untere Grundplatte; 24 Kanal zum Entfernen der Luftblasen; 25 Ventil in der Proben-Entwässerungsleitung; 26 Entwässerungsleitung durch die obere Deckplatte; 27 Entwässerungsleitung am Kopf der Probe; 28 Knierohranschluß zur Entwässerungsleitung durch die untere Grundplatte; 29 Knierohranschlüsse des unteren Abflußsystems durch die Zellkammer-Grundplatte; 30 Teilansicht des dreiteiligen Profilzylinders; 31 Beweglicher Teil am oberen Ende des Profilzylinders; 32 Ventil in der unteren Entwässerungsleitung; 33 Zufluß für die Druckflüssigkeit; 34 Unterer Carlson-Spannungsmesser; 35 Elektrische Leitung zum unteren Carlson-Spannungsmesser; 36 Elektrische Leitung zum oberen Carlson-Spannungsmesser; 37 Gummihülle der Bodenprobe; 38 Oberer Entwässerungsanschluß durch die Gummihülle; 39 Unterer Entwässerungsanschluß durch die Gummihülle; 40 Metallbänder zur Messung der Durchmesseränderung; 41 Porenwasserdruck-Meßelemente; 42 3/16" Messingrohr; 43 Elektrische Statham-Druck-Übertragungselemente; 44 Elektrische Leitung für die Druck-Übertragungselemente.

Die Ruhedruckziffer im konsolidierten Zustand ist offenbar eine Abhängige der Plastizitätszahl, und damit eine Bodenkonzstante. Das wird dadurch bewiesen, daß Versuche, die mit

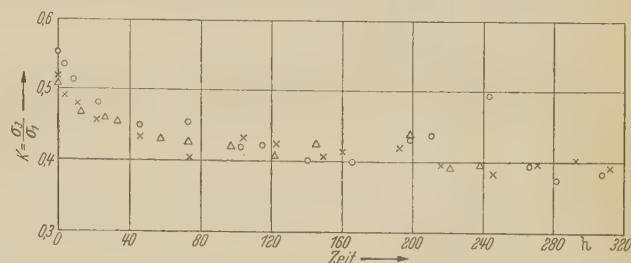


Abb. 3. Roter Princeton-Ton. Ruhedruckziffer K in Abhängigkeit von der Belastungszeit.

einem gewachsenen schluffigen Ton (Plastizitätszahl 10 %) ausgeführt wurden, ebenfalls eine Ruhedruckziffer von 0,40 ergeben haben. Es muß angenommen werden, daß mit zunehmender Plastizitätszahl auch die Ruhedruckziffer zunimmt. Benutzt man die gemessenen Porenwasserdrücke, um die Ruhedruckziffer für den effektiven Druck während der Konsolidation zu bestimmen, so ergeben sich niedrigere Werte als im konsolidierten Zustand.

Tschebotarioff kommt zu folgenden Schlußfolgerungen:

1. Es besteht keine allgemeingültige Beziehung zwischen den Ruhedruckwerten von Tönen und den Bruchwerten, die auf den Ergebnissen des Zylinderdruckversuches und des axialen Scherversuches aufgebaut sind. Trotz verschiedener Versuche war es nicht möglich, eine Beziehung zwischen den Scherwerten des Dreiaxialversuches und der Größe der Ruhedruckziffer herzustellen.

2. Die Spannungen und Formänderungen im Zellversuch sind den natürlichen Bedingungen während der Konsolidierung oder Wiederkonsolidierung eines Tones hinter einer Stützmauer sehr ähnlich.

3. Die Zellversuche haben gezeigt, daß ein Seitendruck von einem konsolidierten Ton auch dann entsteht, wenn die Festigkeitstheorien bei geringen Druckhöhen infolge der Haftfestigkeit keinerlei Seitendruck erwarten lassen, also eine negative Seitendruckziffer ergeben.

4. Die Ruhedruckziffern wachsen mit der Plastizitätszahl des Tones.

5. Für denselben Ton sind die Ruhedruckziffern im einfach verdichteten Zustand etwas höher als bei Vorverdichtung.

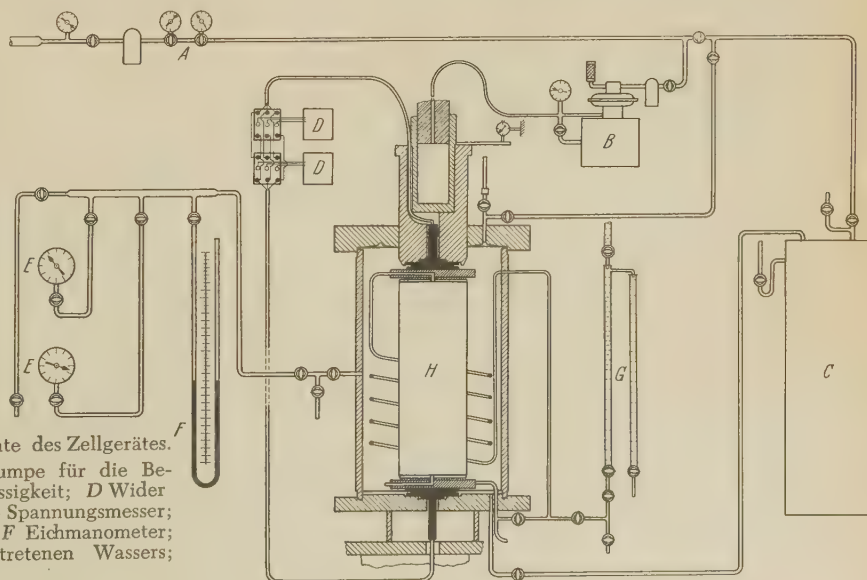
6. Läßt man zeitweise eine seitliche Ausdehnung der Bodenprobe zu, sobald sie konsolidiert ist, so nimmt zunächst die Seitendruckziffer etwas ab, erreicht jedoch bald darauf wieder ihren ursprünglichen Wert. Dies wird auf ein plastisches Fließen des Tones zurückgeführt. Wenn also während des Versuches eine seitliche Bewegung der Probe nicht völlig vermieden werden kann, so hat dies praktisch keine große Be-

der Ruhedruckziffer hervorrief. Damit wird eine Theorie von Tschebotarioff bestätigt, wonach bei bindigen Böden die Ruhedruckziffer mit der aktiven Erddruckziffer nahezu übereinstimmt.

Bei einer Steigerung der lotrechten Last zeigt sich zunächst, daß die Zunahme der lotrechten und der waagrechten Spannungen gleich groß ist. Demnach wird die zusätzliche Belastung anfangs durch eine Ruhedruckziffer gleich 1 übertragen. Nach einiger Zeit sinkt diese Ruhedruckziffer jedoch wieder auf ihren Endwert ab.

Abb. 2. Schema der Installation und Instrumente des Zellgerätes.

A Luftdruckregulieranlage; B Hydraulische Pumpe für die Belastungsvorrichtung; C Behälter für die Druckflüssigkeit; D Widerstandsbrücken zum Ablesen der Carlson-Spannungsmesser; E Manometer zur Messung des Seitendruckes; F Eichmanometer; G Standrohrsystem zur Messung des eingetretenen Wassers; H Bodenprobe in der Zelle.



deutung, da die neutrale und die aktive Seitendruckziffer von Tonen im Falle der Konsolidierung identisch zu sein scheinen.

7. Weitere Untersuchungen dieser Zusammenhänge sind notwendig, um mehr Zahlenwerte zu erhalten.

[Nach Tschebotarioff, Ward, DiBiagio, Watkins und Perinne: Large-Scale Triaxial „Cell Tests“, Princeton University, August 1956.]

E. Schultze, Aachen.

Quellen:

Abb. 1 und 2 aus: Elmo L. DiBiagio (1956) — Design, Calibration, and Use of a Triaxial Cell Apparatus for Investigating Lateral Earth Pressures, Princeton University.

Abb. 3 aus: Jack Watkins (1956) — Large Scale Triaxial Tests of the Cell Type on Clay, Princeton University.

DK 69.058.4

Die zulässigen Setzungen von Bauwerken

Während für die Berechnung der Setzungen unter Bauwerken eine gute Übereinstimmung zwischen den verschiedenen Verfahren besteht, so daß es heute keine Schwierigkeiten bereitet, die Setzungen mit einer recht guten Annäherung zu berechnen, herrschen über die Größe der zulässigen Setzungen noch weitgehende Unklarheiten. Einige Angaben über die zulässigen Setzungsunterschiede enthält das Grundbautaschenbuch, Berlin 1955, Bd. I, S. 168. Da die Ergebnisse von Setzungsberechnungen nur dann wirklich ausgewertet werden können, wenn die Größe der zulässigen Setzungen bzw. der zulässigen Setzungsunterschiede festgesetzt worden ist, wird an Hand von 98 Bauwerken, bei denen Setzungen gemessen worden sind und z. T. Schäden, z. T. keine beobachtet wurden, festzusetzen versucht, welche größten Setzungen bzw. Setzungsunterschiede zugelassen werden dürfen, damit Schäden an den Bauwerken mit Sicherheit ausgeschaltet werden. Diese Frage kann nämlich nur durch Auswerten von Beobachtungen an bestehenden Bauwerken beantwortet werden, da alle theoretischen Überlegungen nicht zum Ziele führen. Trotzdem nur verhältnismäßig wenig Material vorhanden ist, zeigt die statistische Auswertung dieser Beobachtungen an Bauwerken, daß es mit einer recht guten Genauigkeit möglich ist, allgemein gültige Schlüsse daraus zu ziehen. Die Streuungen sind trotz der Unsicherheit der Voraussetzungen vielfach so gering, daß man die Ergebnisse der Arbeit ohne Bedenken anwenden kann.

Die Verfasser unterscheiden zuerst zwei Typen von Bauwerken, den Mühlentyp, wie er bei Warenhäusern, Fabriken usw. vorkommt, bei denen nur wenige Zwischenwände vorhanden sind, und den Bürotyp, wie er nicht nur bei Geschäftshäusern, sondern auch bei Wohnhäusern, Hotels, Krankenhäusern usw. vorkommt, der viele Zwischenwände besitzt. Jedoch stellt sich am Ende der Untersuchungen heraus, daß die Unterschiede zwischen den beiden Typen sich nicht auf die Ergebnisse auswirken.

Die eingetretenen Schäden werden in Konstruktionsschäden, die an den Gerippen, d. h. also an den Stützen und Balken aufgetreten sind, und die architektonischen Schäden, die an den Ausfachungen, also den Wänden und den Decken, beobachtet wurden, unterteilt. Die letzteren Schäden treten früher als die ersteren ein und sind daher für die Bemessung der zulässigen Setzungsunterschiede maßgebend. Die in Deutschland vielfach vertretene Meinung, daß die zulässigen Setzungsunterschiede von der Art des Gerippes (Stahl oder Stahlbeton) bzw. davon abhängig gemacht werden müssen, ob es sich um tragende Wände (Ziegelwände oder Betonwände) handelt, wird durch die vorstehenden Untersuchungen nicht bestätigt.

Bei allen Bauwerken, sowohl bei Sand- als auch bei Tonböden treten Schäden dann auf, wenn die Winkelverdrehung das Maß von $1/300$ übersteigt. Unter Winkelverdrehung $\tan \alpha$ wird hierbei der Setzungsunterschied Δs zweier benachbarter Stützen verstanden, der durch die Entfernung l geteilt worden ist. Der größte Setzungsunterschied tritt gewöhnlich nicht zwischen zwei benachbarten Stützen auf, sondern zwischen zwei Punkten des Bauwerks, die weiter auseinander liegen. Er darf daher nicht für die Berechnung der Winkelverdrehung verwendet werden. Das Maß der Winkelverdrehung von $1/300$, aus dem sich der Krümmungsradius r (Abb. 1) ohne weiteres ableiten läßt, ($r \cong \Delta s / 2 \tan^2 \alpha$, d. h. der zulässige Krümmungsradius hängt hiernach von der Größe der zulässigen Setzung ab) gilt allgemein. Seine Verwendung in der Praxis ist jedoch nicht unbedingt zu empfehlen, da man meist nicht in der Lage ist, die Schichtenlinien der Setzungsmulde unter einem Bauwerk mit der genügenden Genauigkeit zu berechnen. Aus diesem Grunde wird eine Beziehung zwischen der Winkelverdrehung und dem größten Setzungsunterschied bzw. der

größten Setzung unter dem Bauwerk hergestellt. Zwischen diesen Größen besteht bei den untersuchten Bauwerken eine verhältnismäßig gute Korrelation, so daß es möglich ist, an Stelle der Winkelverdrehung diejenige größte Setzung anzu-

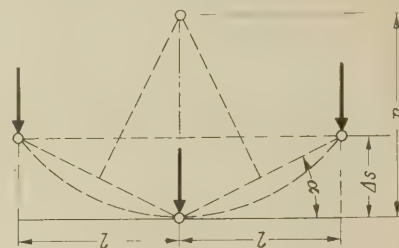


Abb. 1. Winkelverdrehung und Krümmungshalbmesser.

$$\tan \alpha = \frac{\Delta s}{l}$$

Δs = Setzungsunterschied zweier benachbarter Stützen.
 l = Entfernung der Stützen.

Ferner ist:

$$r \cong \frac{(2l)^2}{8 \cdot \Delta s}$$

r = Krümmungshalbmesser,

so daß:

$$l = \frac{1}{\tan \alpha} \Delta s = \Delta s \cdot \cot \alpha$$

$$r \cong \frac{4(\Delta s)^2}{8 \cdot \Delta s \cdot \tan^2 \alpha} = \frac{\Delta s}{2 \tan^2 \alpha} = \frac{\Delta s}{2} \cdot \cot^2 \alpha$$

zulässig:

$$\tan \alpha = 1/500 \quad \cot \alpha = 500 \quad r [m] = 1250 \cdot \Delta s [cm]$$

Δs [cm]	r [m]
4	5000
6	7500
10	12500

geben, die innegehalten werden muß, damit keine Schäden auftreten. Naturgemäß sind die Streuungen bei Verwendung dieses Maßes größer als bei Verwendung des Ausgangsmaßes, nämlich der Winkelverdrehung. Auch sind die Beziehungen zwischen der Winkelverdrehung und der größten Setzung bzw. dem größten Setzungsunterschied für die verschiedenen Gründungsarten und die verschiedenen Böden nicht dieselben, so daß hier kein Einheitsmaß mehr gilt. Es ergeben sich die folgenden Schlüsse, die für die praktische Anwendung von besonderer Bedeutung sind.

Schadensgrenzen für tragende Wände oder für die Ausfachung der üblichen Gerippebauten.

Kriterium		Einzelgründungen	Plattengründungen
Winkelverdrehung		1/300	
Größter Setzungsunterschied	Ton	4,5 cm	
	Sand	3 cm	
Größte Setzung	Ton	7,5 cm	7,5 – 12,5 cm
	Sand	5 cm	5 – 7,5 cm

Die Angaben der Tabelle sind den folgenden grundsätzlichen Beschränkungen unterworfen:

Allgemeines. — Die Kriterien sind von Beobachtungen abgeleitet, die an Bauwerken mit tragenden Wänden, mit Stahl- oder Stahlbetonskeletten und den üblichen Ausfachungen, aber ohne Diagonalversteifungen, gemacht sind. Sie sind nur als roher Hinweis für die tägliche Arbeit beim Entwurf von typischen Gründungen für derartige Bauwerke gedacht. In bestimmten Fällen können sie durch die Anschauung oder durch andere Überlegungen verbessert werden.

Winkelverdrehung. — Wenn die Setzungen sehr langsam mit der Zeit zunehmen, kann die Rissebildung bei etwas größeren Winkelverdrehungen beginnen, als sie in der Tabelle angegeben sind.

Größter Setzungsunterschied. — Die Werte sind wahrscheinlich etwas vorsichtig angesetzt.

Größte Setzung. — Die Werte gelten nicht für Bauwerke, bei denen die Setzungen hauptsächlich aus der Zusammen- drückung tiefliegender Tonschichten herrühren, auch nicht für

Bauwerke, die in unmittelbarer Nachbarschaft von bestehenden Bauwerken errichtet sind, mit denen sie konstruktiv oder architektonisch verbunden sind, und auch nicht für solche Fälle, wo die Setzung hauptsächlich auf eine Belastung des Untergrundes durch eine Abschlüttung unter dem Bauwerk, aber nicht auf das Bauwerk selbst zurückzuführen sind.

Auf die Schadensgrenzen werden Sicherheiten angewendet. Für die Winkerverdrehung soll der Sicherheitsgrad im Hinblick auf die Unsicherheiten bei der Berechnung von Setzungsmulden nicht weniger als 1,5 betragen. Das gibt eine zulässige Winkerverdrehung von $\frac{1}{500}$. Wenn besonderer Wert darauf gelegt wird, daß jeglicher Setzungsschaden mit Sicherheit vermieden wird, sollte man dieses Maß auf $\frac{1}{1000}$ herabsetzen.

Für den größten Setzungsunterschied genügt als Sicherheitsgrad 1,25. Das gibt zulässige Grenzen von 4 bzw. 2,5 cm für Gründungen auf Ton bzw. auf Sand.

Für die zulässigen Setzungen liefert der gleiche Sicherheitsgrad die folgenden Werte:

Einzelgründungen auf Ton	6 cm,
Einzelgründungen auf Sand	4 cm,
Plattengründungen auf Ton	6 bis 10 cm,
Plattengründungen auf Sand	4 bis 6 cm.

Für Wannengründungen auf Ton kann die zulässige Setzung 10 cm überschreiten, vorausgesetzt, daß derartige Setzungen keine sichtbare Verkantung des Bauwerks oder andere unerwünschte Folgen ergeben.

Rechnet man die zulässigen größten Setzungen unter Innehaltung einer Winkerverdrehung von $\frac{1}{500}$ auf den Krümmungshalbmesser um, so ergeben sich die folgenden Halbmesser (Mindestwerte):

Einzelgründungen auf Ton	7 500 m,
Einzelgründungen auf Sand	5 000 m,
Plattengründungen auf Ton	7500 bis 12 500 m,
Plattengründungen auf Sand	5000 bis 7 500 m.

Die Vorschläge für zulässige Werte bei dem Entwurf von Bauwerken sind denselben Beschränkungen wie die Schadenswerte unterworfen.

In einem Anhang werden die bisher üblichen Werte aus der Literatur seit 1873 gesammelt. Die neuen Vorschläge stehen danach durchaus im Einklang mit den bisherigen Erfahrungen.

[Nach Skempton und McDonald: The Allowable Settlements of Buildings. Proc. Inst. Civil Engineers Teil III, Bd. 5, London 1956, S. 727.]

E. Schultze, Aachen.

DK 627.24 (261) : 621.396.969.3 : 623.6

Radar-Plattformen vor der USA-Küste

In einem weiten Keil mit der Spitze unter Neu-Schottland sind fünf Radar-Stationen vor der Küste zwischen dem 40° und 44° n. Breite (New York bis etwas nördlich von Boston) geplant, von denen die erste Ende August 1955 zu Beginn der Hurrikan-Periode fertig gegründet war. Man nennt diese hoch über dem Wasser gelegenen Plattformen „Texas-Türme“ wegen der Ähnlichkeit mit den Öltürmen in der Flachsee im Golf von Mexiko. Hier waren die Bedingungen für den Bau aber weit schwieriger. Als Plätze für die Plattformen konnte man auf Untiefen und Sande zurückgreifen, die schon in den ältesten Seekarten verzeichnet sind und mit Sicherheit nicht wandern oder erodiert werden (Abb. 1).



Abb. 1. Karte der geplanten Radarstationen.

Plattform Nr.	Name der Untiefe	Lage von Küste in km	Wassertiefe in m	Grund
1	Cashes Ledge	120	15	Fels
2	Georges Bank	256	16,8	Sand
3	—	128	24	
4	südl. Long Isld.	113	54	
5	Browns Bank	320	40	

Der Bau in offener See unterliegt anderen Bedingungen als der Wasserbau an der Küste. Es gibt kein Stillwasser zwischen den Tiden, deren Strömung mit 3—5 Knoten läuft und sich innerhalb von 12 Stunden im Uhrzeigersinne einmal in einem vollen Kreise dreht. Es ist außerdem ein stetiger Schwall vorhanden, der fast immer von lokalen Windwellen überlagert ist, deren Höhe an guten Tagen 1,80 m bis 2,40 m beträgt, aber z. B. bei Wind von 100 km/h auch 10,50 m erreicht.

Bekannt sind auch die dichten Nebel, welche diese Bänke oft beträchtliche Zeit einhüllen. Um die Stationen anzusteuern, müssen die Schiffe mit Radargerät, Tiefenmesser und Funkmeßgeräten ausgerüstet sein.

Konstruktion

Die schwimmfähige Plattform ist im Grundriß ein gleichseitiges Dreieck von rd. 60 m Seitenlänge und besteht aus zwei Decks von je 3 m Höhe. Ein Decksaufbau von 18 m Breite und 60 m Länge für die drei Radargeräte und die Betriebsanlagen schließt eine Seite ab und läßt vor sich einen Landeplatz für Hubschrauber offen. Das Unterdeck enthält die Kraftzentrale, Öl- und Wassertanks, Magazine und Lagerräume, das Oberdeck ist für Unterkünfte, Kombüse, Speisesaal und Aufenthaltsräume eingerichtet. Zwei Antennenmaste von 24 m Höhe und zwei Derrickkrane vervollständigen die Ausrüstung.

An jeder Ecke gehen die 55 m langen Rohrstützen von 3 m ϕ durch nach unten um 4 m verlängerte Schächte von 4,50 m ϕ in der Plattform, in denen sie durch im Ringraum eingeschweißte vertikale Bleche biegesteif mit dem Plattformkörper auf rd. 10 m Länge verbunden sind (Abb. 2). Da die Fußenden etwa 14,5 m in dem festen Sandboden, der bis 36 m unter Meeresgrund durch Bohrungen erkundet war, einbinden, erübrigten sich die anfangs geplanten Diagonalversteifungen.

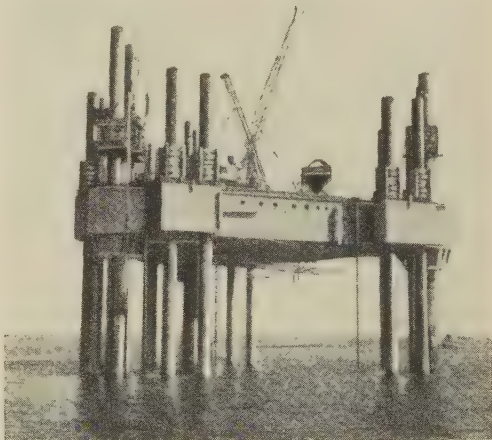


Abb. 2. Die Plattform während des Absenkens der Hauptstützen.

Da die Hauptstützen nicht von der über den Untiefen schwimmenden Plattform abgesenkt werden können, mußte diese zunächst behelfsmäßig gegründet und aus dem Wasser gehoben werden. Diesem Vorgang dienen 12 Hilfsstützen, die zu je zweien beiderseits jeder Ecke in Führungskonsolen gefaßt waren. Abb. 2 läßt die Anordnung erkennen, die später entfernt wurde.

Konstruktionseinzelheiten

Die endgültigen Stützen sind zunächst Stahlrohre von 3 m ϕ und 55 m ganzer Länge, die im unteren Teil glockenartig auf 4,50 m ϕ erweitert und hier von einem 19 m hohen Mantelrohr von 4,50 m ϕ umgeben sind, wodurch sich ein Kreisbrunnen mit schlanker Schneide ergibt, dessen Absenkung durch eine Spüldüsenanordnung nahe der Schneide und im Mantel erleichtert wurde. Die Mantelflächen sind mit Schutz-

anstrich gegen Korrosion gesichert; in der Spritzzone wurden sie mit Monelmetall (Leg. Nickel-Kupfer-Mangan-Eisen, z. B. für Dampfturbinenschaukeln gebraucht) bekleidet. Um sich beim Durchgang durch die Schächte in der Plattform gegen Verkleben zu schützen, waren hier ausreichend Führungsschienen eingebaut. Der Absenkvorgang konnte außerdem durch starke Bolzen in Höhe des Oberdeckes und in der unteren Führung kontrolliert und justiert werden. Die Absenkung der gut 500 t wiegenden Hauptstützen erfolgte an zwei 21 m hohen Hilfsstützen über Deck, sog. Stummelstützen, die aus Rohren von 1,80 m ϕ gebildet waren und dicht neben den Hauptstützen standen. An diesen Rohren konnte eine Brückenkonstruktion mit Hilfe einer sinnreichen Klettervorrichtung hinauf- und herabkriechen, wobei die Hauptstütze an dieser Brücke hing. Später wurden die Hilfsstützen in die Hauptstützen eingelassen und der Ringraum vollbetoniert, so daß ein 60 cm starker Rohrmantel entstand. Der innere Hohlraum dient als Wasser- und Heizöltank (Abb. 3).

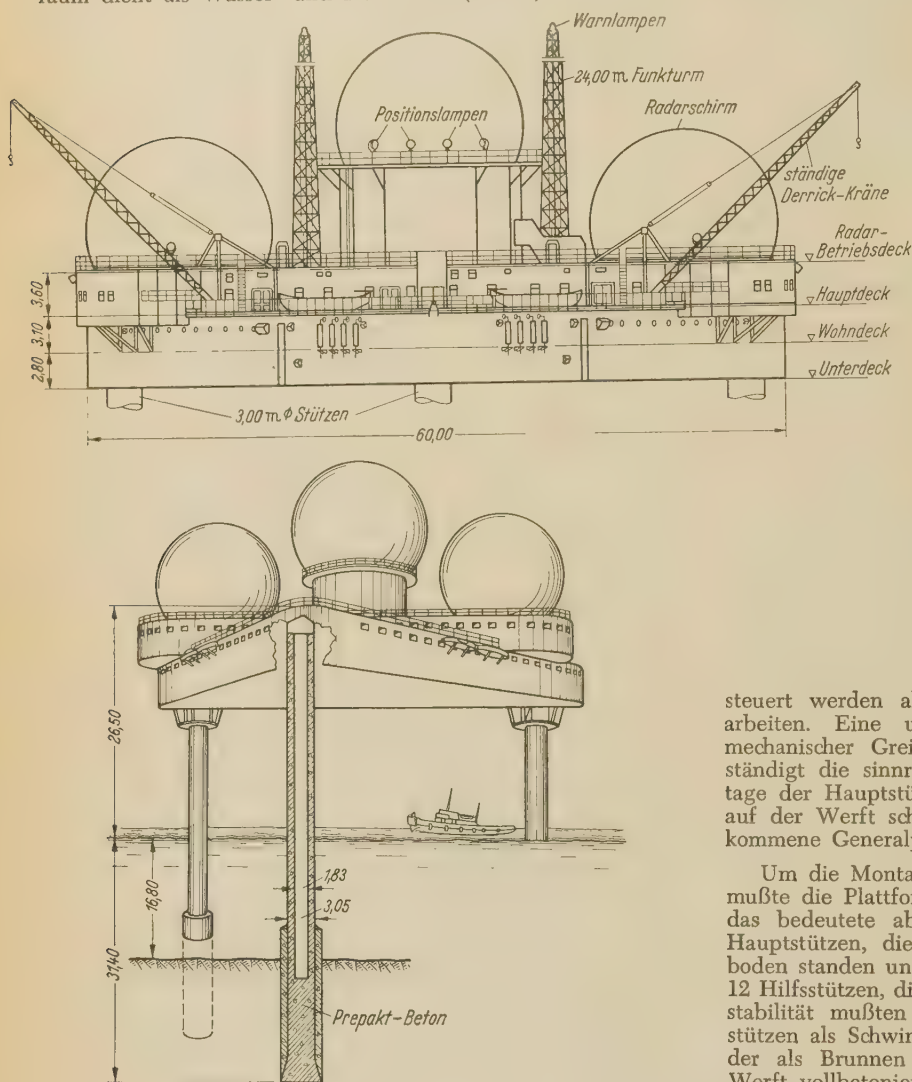


Abb. 3. Schaubild der fertigen Station 2.

Die Hilfsstützen sind 60 m lang und haben nur 1,80 m Durchmesser. An jeder Dreieckspitze sind also vier Hilfsstützen

vorhanden, an denen die bemerkenswerten Preßluft-Klettervorrichtungen auf- und abwärts gehen und damit die 6000 t schwere Plattform beliebig heben und senken können. Abb. 4 zeigt diese dreiteiligen Heber. Der obere Greiferring besteht aus sechs aufblasbaren Gummiringen in Stahlkästen, die das Rohr umgeben und im gezeichneten Zustand gerade fest gegen das Rohr gepreßt sind. Der untere Greiferring ist genauso ausgeführt; er ist drucklos dargestellt. Zwischen beiden liegt ein dreifacher Luftbalg, der im gezeigten aufgeblasenen Zustand die Greiferringe um einige Zoll voneinander entfernt hält. Wenn jetzt der Luftbalg abgelassen und durch die Hilfspresse der untere Greiferring nachgeholt wird, so kann dieser einige Zoll höher erneut festgesetzt werden und durch Aufweitung des Luftbalges bei gleichzeitigem Entspannen der Ringe des oberen Greiferrings dieser wieder nach oben gehoben werden, wobei er an den Hängestangen die ganze Plattform mitnimmt. Jeder dieser Druckluftheber leistet 300 t bei 17 atü Betriebsdruck. Die ganze Anlage konnte sowohl zentral ge-

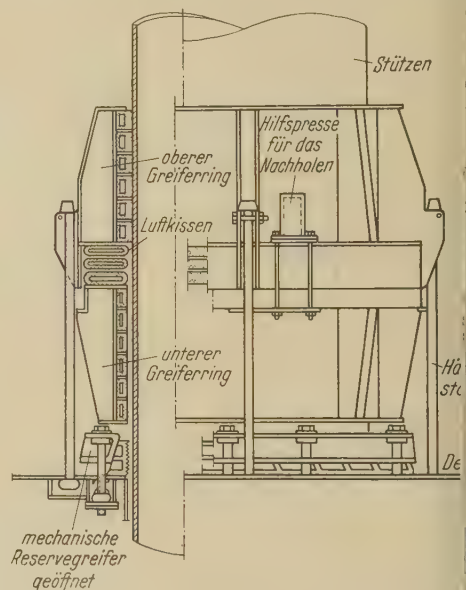


Abb. 4. Die Druckluft-Klettervorrichtung.

steuert werden als auch paarweise unabhängig voneinander arbeiten. Eine untere ringförmige Anordnung zahlreicher mechanischer Greiferklauen als Sicherheitsmaßnahme vervollständigt die sinnreiche Apparatur. Übrigens mußte zur Montage der Hauptstützen mit den Plattformderrick die Plattform auf der Werft schon einmal 10,50 m hoch klettern, eine willkommene Generalprobe für die Arbeit auf See.

Um die Montage auf See so weit abzukürzen wie möglich mußte die Plattform auf der Werft fertig ausgerüstet werden das bedeutete aber einen Schlepp über See mit den drei Hauptstützen, die mit ihren Schneiden 3 m unter Plattformboden standen und demgemäß noch 45 m hochragten, und den 12 Hilfsstützen, die rd. 60 m über Deck standen. Zur Schwimmstabilität mußten die Konsolen für die Führung der Hilfsstützen als Schwimmkörper herangezogen und ein unterer Teil der als Brunnen ausgebildeten Hauptstützen schon auf der Werft vollbetoniert werden.

Der Schlepp für die 256-km-Strecke dauerte nicht ganz drei Tage (Abb. 5). Zwei Schlepper mit je 1800 PS waren beteiligt. An Bord der Plattform befanden sich 35 Mann einschl. Arzt. Infolge einer Verzögerung des Stapellaufes war etwa $\frac{1}{3}$ de-

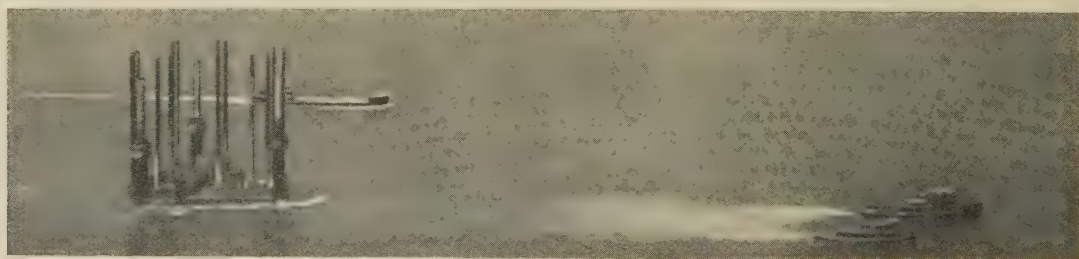


Abb. 5. Die Radarstation im Schlepp mit den 45 und rd. 60 m über Deck ragenden Rohrstützen.

Frist, die bis zum Beginn der Hurrikan-Periode nach dem Terminplan noch verfügbar sein sollte, verlorengegangen. Nach Ortung durch Gyrokompaß und nautische Geräte wurden die Hilfsstützen in der dafür vorgesehenen Frist heruntergebracht und die Plattform mit den Drucklufthebern gehoben. Anschließend erfolgte das Absetzen der Hauptstützen auf die Sohle und das restliche Vollbetonieren des unteren Brunnenmantels. Für das Absenken in den Untergrund waren zwei Methoden vorgesehen, einmal das Spülen mit rotierenden Hochdruckdüsen und die Materialförderung mittels Pumpen, und als Reserveverfahren das Ausheben mit schwerem Greifer, wobei Spülstrahlen die Randzonen lösten. Das letztere Verfahren erwies sich als das wirksamere, wobei die Druckluftheber wirksam eingesetzt wurden, um das Brunnenrohr hinunterzudrücken. Noch während dieser Absenkarbeit nahte am 10. 8. 1955 der Hurrikan „Connie“, dessen Richtung gerade auf den Arbeitsplatz zielte. Glücklicherweise schwenkte er kurz vorher ab. Ende August waren die Hauptstützen hinuntergebracht, eingeschweißt und nach dem schon erwähnten Einsetzen der Stummelstützen vollbetoniert und die Standfestigkeit der Radarstation damit gesichert. Nun wurden die entbehrlichen Hilfsstützen gezogen und die Führungskonsolen abgebrannt; da diese schwimmfähig waren, ließ man sie ins Wasser fallen und schleppte sie mitsamt den Hilfsstützen an Land. Nachdem alle Installationen für die Herstellung der Gründung der Plattform von Deck verschwunden waren, konnte die für den Betrieb erforderliche Decksinstallation vollendet werden.

Die Station steht nunmehr als erstes Glied in dem geplanten Luftabwehring einer Besatzung von 70 Mann zur Verfügung und dürfte mit 24,30 m über dem mittleren Wasserstand das höchstgelegene Bauwerk über der offenen See darstellen.

Radarstation als Montagebau

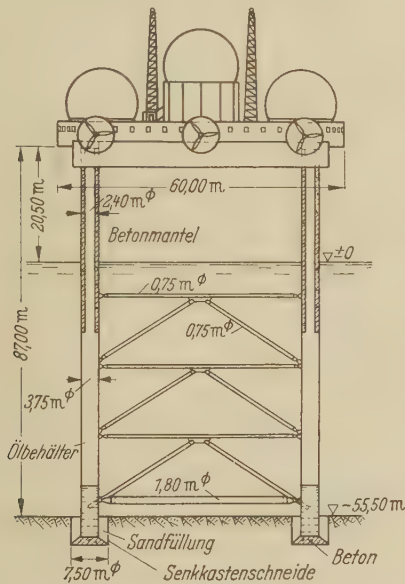


Abb. 6. Schema des fertiggestellten Radarturmes 4.

Der vierte Radarturm wird in 54 m tiefem Wasser in mittelfestem Sandboden des amerikanischen Kontinentalschelfes gegründet und wird nach Fertigstellung das gleiche Aussehen haben wie der erste Turm. Wegen der wesentlich höheren Beanspruchungen mußten in diesem Falle Verstreben zwischen den drei Säulen angeordnet werden, für welche die Berechnung auf Grund von 10 m hohen Wellen und Windgeschwindigkeiten von 200 km/st. gemacht wurde. Die Verstrebung stellt einen K-Verband dar aus Stahlrohren, und das ganze Gestell wurde schon auf einer Werft zusammengebaut. Die drei Hauptstützen haben einen Außendurchmesser von 3,75 m. Die Fußpunkte sind durch 4,50 m hohe Mantelrohre von 7,50 m ϕ ausgebildet, welche mit den Stützen zu Senkkästen mit Schneidenausbildung zusammengeschweißt sind. Durch ein sinnreiches Spülrohrsystem werden diese Senkkästen von 4,50 m Höhe in den Untergrund versenkt. Der Transport über See erfolgt schwimmend, wobei das dreieckige Gerüst auf einer Seite liegt und die dritte Seite durch den K-Verband gehalten wird. An Ort und Stelle wird in die unteren Räume der Stützen Wasser eingelassen, wodurch das Gerüst unter

einer Drehung um 90° absinkt. Die Plattform, welche ähnlich der beim ersten Turm ausgebildet wurde, ist in diesem Falle, wie Abb. 7d zeigt, zwischen die drei Füße eingeschwommen worden. Durch Verriegelung ist die Führung in halbrunden

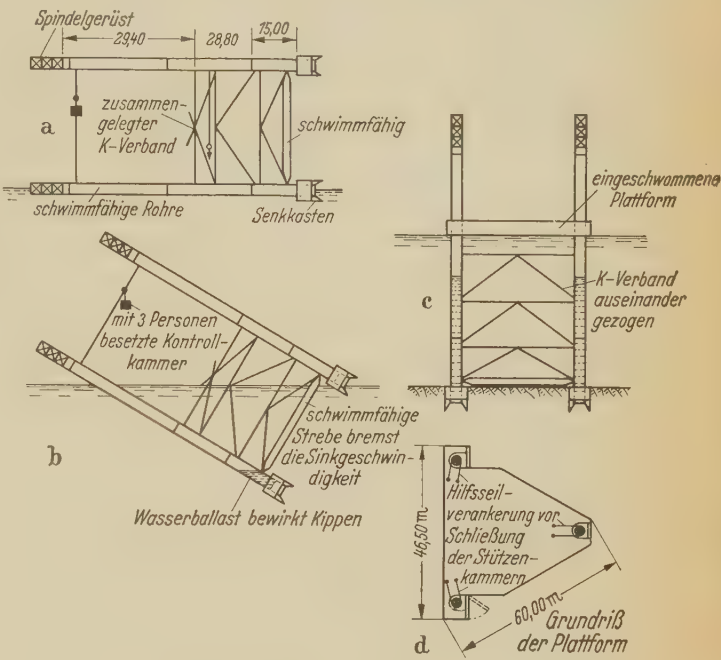


Abb. 7. Montagevorgang und Grundriß der Plattform.

Kammern gesichert und das Hochziehen der Plattform erfolgt durch aufgesetzte Spindeltürme, die in den Abb. 7a—c zu sehen sind. Die Ausführung des Gerüsts, welche auf der Werft begonnen ist, soll so gefördert werden, daß im Sommer 1957 vor der Hurrikan-Periode dieser mit 78 Mann besetzte Stützpunkt, der speziell den Hafen von New York schützen soll, fertiggestellt ist. [Nach Civil Engineering 26 (1956) Heft 1, S. 59 und Engineering News Record (157) Nr. 17 vom 25. 10. 1956.]

Dr.-Ing. Ernst Bachus, Frankfurt a. M.-Nied.

DK 725.381.026.5.001.3 (75)

Die Downtown Center Garage in San Francisco

Bei den Hochgaragen gelangen die Wagen entweder auf Rampen oder mit Aufzügen in die Höhe. Jede Lösung hat ihre Vorzüge und Nachteile. Rampen brauchen Platz, aber der Verkehr wird nicht ohne weiteres bei einer Panne gesperrt und der Fahrer kann sie ohne fremde Hilfe benutzen, so daß sich der Verkehr schnell abwickelt. — Bei Aufzügen gewinnt man zwar Raum, muß aber die bei mechanischen Anlagen immer auftretenden Störungen und Stockungen beim Spitzenverkehr in Kauf nehmen. Ferner benötigt man mehr Bedienungspersonal.

Die Rampengarage wird neuerdings bevorzugt. In San Francisco z. B. gibt es 7 Garagen mit Rampen und 4269 Parkplätzen, dagegen nur 3 Garagen mit Aufzügen und 1630 Park-



Abb. 1. Gesamtansicht der Downtown Center Garage.

plätzen. Aufzuggaragen können zwar höher gebaut werden, so daß sie 12 und 14 Stockwerke erreichen, aber der Parkplatz kostet im Mittel 2300 Dollar gegenüber 1500 Dollar bei einer Rampengarage.

Im folgenden wird die mit Rampen versehene, im März 1955 eröffnete Garage Downtown Center in San Francisco beschrieben. Der Bau hat einen Parkraum unter der Erde, einen Parkraum in Straßenhöhe, der alle Anlagen zum Tanken und zum Waschen und Schmieren der Wagen besitzt, einen Zwischenstock, 7 Stockwerke und einen Parkraum auf dem Dach, im ganzen also 11 Parkräume mit 37 500 m² Gesamtfläche und zusammen 1345 Parkplätzen (Abb. 1). Die Garage ist an zwei Seiten an bestehende Gebäude mit durchgehenden Mauern angebaut. An den beiden andern Seiten, die offen sind, wird die Parkfläche durch 3 m weit ausladende Konsolen vergrößert, deren Ränder mit hohen Bordkanten und Schutzgittern versehen sind.

Die Stockwerke sind durch zwei schraubenförmige, in entgegengesetztem Sinn um 10 % geneigte Rampen mit gemeinsamer Achse von 28 m äußerem und 11,40 m innerem Durchmesser zu erreichen. Die Rampen enthalten 3,30 m breite waagrechte Einfahrten und 3,75 m breite Ausfahrten (Abb. 2 und 3). Auf der äußeren Rampe fahren die Wagen nach oben, auf der inneren nach unten, beide Male in der dem Uhrzeigersinn entgegengesetzten Richtung.

Jeder Fahrer bringt seinen Wagen selbst an den Parkplatz und schließt ihn an. Dadurch wird Personal und vor allen Dingen Zeit gespart. Der Fahrer verläßt die Garage durch den Aufzug und entrichtet die Parkgebühren im Erdgeschoß (Abb. 2).

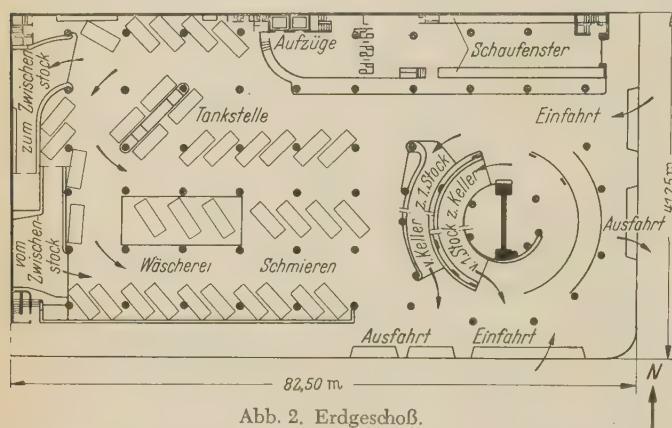


Abb. 2. Erdgeschoß.

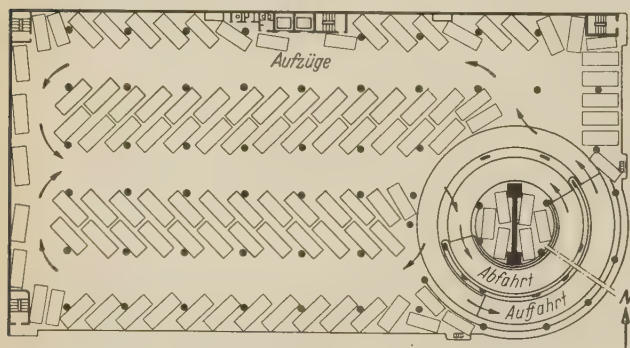


Abb. 3. Grundriß eines Stockwerks.

Die Säulen sind in west-östlicher Richtung 8 m und in nord-südlicher Richtung 7,2 m voneinander entfernt. Die um 45° schräg liegenden Parkplätze sind rund 2,5 × 5,5 m groß. Die weiß gestrichenen Räume sind durch Neonröhren beleuchtet.

Der Baugrund enthielt alte Fundamente. Diese wurden zum größten Teil beseitigt. Bohrungen ergaben in 6–9 m Tiefe gelblichen Sand mit geringen Toneinlagerungen. Daraufhin wurde die größte Bodenpressung mit Einrechnung aller Lasten für breite Fundamente auf 3,4 kg/cm² und für schmale auf 2,0 kg/cm² beschränkt. Die bei Erdbeben angreifenden waagrechten Kräfte wurden gemäß Bauvorschrift der Stadt mit einem prozentualen Anteil der ständigen Last und Nutzlast eingesetzt, und zwar am Boden des ersten Stockwerks mit 6 %.

Die Ausführung von Pilzdecken ergab gegenüber der Ausführung von Unterzügen 70 000 Dollar Ersparnis an Beton und Schalung und eine Verminderung der Gesamthöhe um 2 m.

Die waagrecht angreifenden seismischen Kräfte werden von den Deckenplatten, den auf der Nord- und Westseite liegenden durchgehenden Wänden und von einem stark bewehrten Pylon von 11,025 × 1,8 m Querschnitt (Abb. 2–4) aufgenommen, der innerhalb der inneren Rampe liegt und 30 m hoch bis zur Dachplatte durchläuft. Der seitliche Widerstand der Pfeiler ist gering. Die Seitenkräfte wurden bei ihrer Bemessung nicht berücksichtigt.

Das Gesamtgewicht der Konstruktion wurde zu 27 200 t berechnet. Nach den Bauvorschriften von San Francisco ist Erdbebensicherheit dadurch nachzuweisen, daß eine seismische Seitenkraft von $0,06 \cdot 27\,200 = 1632$ t in jeder Richtung weitgehend aufgenommen wird. Wirkt sie in Richtung Nord-Süd, so übernimmt der Pylon, da er näher zum Gesamtschwerpunkt liegt, 62 % der Kraft, die Westmauer 38 %. Wirkt sie in Richtung West-Ost, so wird sie von der Nordmauer und einem Drehmoment aufgenommen, das den Pylon mit 30 % und die Westmauer belastet. Der Pylon wird am stärksten mit $0,68 \cdot 1632 = 1110$ t belastet, wenn die seismische Kraft um 26° von der Nord-Süd-Richtung abweicht. Da die Kräftewirkungen aus Nutzlast dazukommen, ergibt sich in dem als Kragträger wirkenden Pylon von 30 m Höhe ein Einspannungsmoment am Boden von 20 110 tm. Die Fundamentplatte des Pylons ist demgemäß 12 × 21,6 m groß, 2,10 m dick und enthält 37 t Bewehrungsstahl.

Der Pylon wurde bis 12 m Höhe vorgespannt, um die Durchbiegung an der Spitze und die Kosten zu vermindern. Im vorgespannten Teil wurde B 280 gewählt. Einzelheiten der Bewehrung sind in Abb. 4 dargestellt. Zum Vorspannen dienten hochfeste Stahlstangen, die bei abschnittsweise Betonieren von 3 m Höhe in 5 Längen durch Gewindemuffen, die von einer Hülse umgeben waren, gestoßen wurden, bis 14 m Höhe erreicht waren. Am Gewinde waren die Stangen gestaut. Der Pylon enthielt 146 Spannstangen. Bügel sicherten ihre gegenseitige Lage und nahmen die Schubkräfte im Pylon auf. Am zweiten Stockwerk wurde der Stahl mit hydraulischen Pressen gespannt und die Kraft durch Ankerplatten auf den Beton übertragen. Mit einer Gewindemuffe wurde darauf gemäß Abb. 4 der schlaife Bewehrungsstahl im weiter hoch-

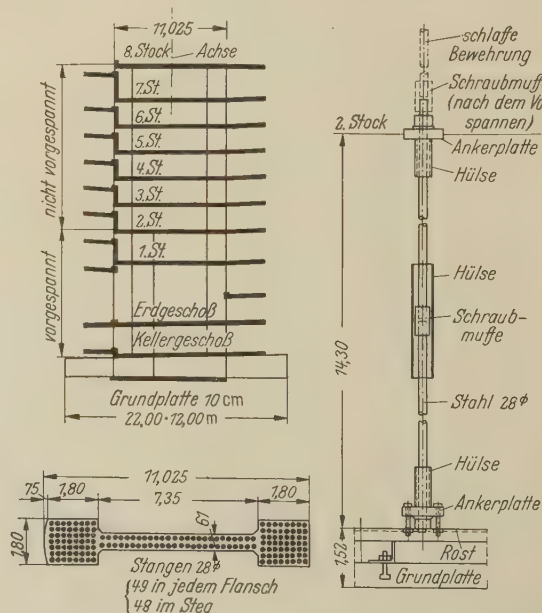


Abb. 4. Ansicht, Querschnitt und Spannstahl des Pylonen.

gehenden Pylon angeschlossen. Die mit allen Seitenkräften zu 126 kg/cm² berechnete Betonspannung wuchs durch das Vorspannen auf 168 kg/cm². Damit betrug der Sicherheitsgrad 1,65 für den ungünstigsten Belastungsfall, was als ausreichend angesehen wurde.

Alle Schalungen wurden aus Sperrholz der Douglasfichte hergestellt. Für die Pfeiler wurde Stahlschalung verwendet. Der Beton wurde mit Kipptrichtern gehoben, zum Verwendungsort gefahren und mit Innenrüttlern verdichtet. Die Wände wurden nach 4 Tagen, die Decken nach 21 Tagen ausgeschalt. Die Stützen wurden jedoch erst nach 28 Tagen entfernt. Bis zum zweiten Stockwerk und für den Pylon wurde B 280 verwendet, für den übrigen Teil B 175.

Der Boden der Waschräume erhielt Fliesen, Halle und Büro des Erdgeschosses eine Asphaltdecke. Die Dachplatte wurde mit einer Asphaltemulsion gedichtet.

Da zwei Seiten des Gebäudes zur Straße offen waren, wurde nur das Kellergeschoß durch bis über Dach reichende Kanäle mechanisch entlüftet. Das ganze Gebäude ist mit chemischen Luftreinigern ausgestattet. — Die beiden Aufzüge haben 1,25 m/s Geschwindigkeit. Zur Aushilfe können Rolltreppen eingebaut werden.

Der Fahrer erhält am Eingang eine dreiteilige Kennkarte. Ein Teil dient zur Abrechnung, ein Teil ist für Kennzeichnung des Wagens, ein Teil für ihn bestimmt. Nach dem Parken gelangt er über den Aufzug zur Straße. Bei der Rückkehr entrichtet er seine Gebühr oder zeigt seine Dauerkarte vor. Er kann dann den Wagen holen und sofort abfahren.

32 Angestellte einschließlich 10 Personen für die Wagenpflege genügen. Die Höchstleistung beträgt 20 Wagen in der Minute oder 1200 in einer Stunde. Die Gebühr beträgt 25 cts für die erste Stunde. [Nach I. B. Yassin: La Technique des Travaux 32 (1956) Nr. 5—6, S. 169.]

W. Ihlenburg, Frankfurt (Main).

DK 624.21 : 625.745.12 : 693.564.4.004.67 (424.8)

Ausbesserung einer Stahlbrücke durch Vorspannung

Die englischen Eisenbahnen sind vielleicht die ersten, die eine bestehende Stahlbrücke durch Vorspannen verstärkt haben. Dieses Verfahren ist billig und kann oft ohne Unterbrechung des Eisenbahnbetriebes durchgeführt werden.

Im vorliegenden Falle handelt es sich um die Verstärkung der Livery Street-Brücke in Birmingham in England. Die Brücke führt eine wichtige Verkehrsstraße in einem stumpfen Winkel über die Hauptgleise einer Eisenbahn. Die Querträger, die die Fahrbahn der Brücke tragen, ruhen mit dem einen Ende auf dem Widerlager. Die anderen Enden der Querträger werden von einem 35 m langen Fachwerkträger getragen, der sich mit dem einen Ende auf das Widerlager und mit dem anderen auf einen zwischen den Gleisen stehenden Pfeiler stützt (Abb. 1). Die Brücke hat also nur einen Hauptträger. Die Querträger kragen 2,40 m über den Hauptträger hinaus und tragen einen Fußweg von dieser Breite.

Seit dem Bau der Brücke im Jahre 1906 haben die Gase der Dampflokomotiven sowohl die Querträger und die stählerne Fahrbahnplatte als auch den Untergurt des Fachwerkträgers stark angegriffen. Die Querträger und die Fahrbahn mußten unter allen Umständen erneuert werden. Da der Straßenverkehr umgeleitet werden konnte, stellte das kein Problem dar. Anders verhielt es sich mit dem 42 t schweren Fachwerkträger. Die Lichthöhe und die seitlichen Spielräume unter der Brücke waren so beschränkt, daß der Träger nicht ohne schwere Behinderung des Zugverkehrs hätte beseitigt oder verstärkt werden können. Man wählte daher die Methode des Vorspannens.

Nachdem die alte Fahrbahn beseitigt und die neuen Querträger eingepaßt worden waren, wurde der Zuggurt des Fachwerkträgers teilweise erneuert, indem man an Ort und Stelle die fast weggerosteten abstehenden Winkelschenkel durch eine angeschweißte flußstählerne Platte ersetzte. Während dieser Arbeit wurde der Hauptträger gegen Umkippen gesichert, und einige Füllglieder wurden durch flußstählerne Stäbe verstärkt. Dann wurde der Untergurt des Fachwerkträgers noch vor dem Einbau der neuen Fahrbahn durch 8 hochfeste Rundstähle von 2,5 cm ϕ und 10 900 kg/cm² Festigkeit mit 227 t Zugkraft vorgespannt. Auf jeder Seite des Untergurtes wurden 4 Rund-

stähle angebracht. Sie wurden in kräftigen zusammengesetzten Stahlkonsolen verankert, die mit dem Untergurt durch hochfeste Schrauben verbunden wurden (Abb. 2). Für das Vorspannen wurde dasselbe Gerät wie bei Betonbalken benutzt. Durch zwei 45 t-Winden wurden immer 2 sich entsprechende Rundstähle auf jeder Seite des Untergurtes gespannt. Die Kraft, die beim ersten Paar angewendet wurde, war größer als die beim 2., und diese wieder größer als beim 3. und so fort, bis schließlich zum Schluß alle 8 Stähle gleich belastet waren. Die Spannung in den Stäben beträgt 5750 kg/cm². Vor und während des Spannvorganges waren die Rundstähle provisorisch auf ihre ganze Länge von 27,5 m in Abständen von 4,5 m an Drähten aufgehängt (Abb. 2).

Ein sehr zu beachtender Nebenumstand beim Spannen war das Lockern des Gleitlagers, damit sich der Träger ungehindert verkürzen konnte. So wurde hier der Träger etwas angehoben und die Gleitplatte wurde gereinigt und geschmiert.

Durch die Vorspannung wurde der Untergurt um 12,5 mm verkürzt und die Überhöhung in der Mitte um 22 mm vergrößert. Die Spannungsänderungen in den Gurtungen und in den Füllungsstäben wurden gemessen und automatisch aufgetragen. Sie entsprachen den errechneten. Im Untergurt traten 720 kg/cm² weniger Zug, im Obergurt 230 kg/cm² mehr Druck und in 2 Füllstäben 125 kg/cm² mehr Druck auf.

Zum Schluß wurden die hochfesten Rundstähle stark mit Bitumen überzogen, dann in Leinwand eingewickelt und schließlich mit dem ganzen Untergurt einbetoniert.

Als Alternative zu der gewählten Ausführungsart hätte man entweder einen ganz neuen Träger bauen oder den Untergurt des alten unter schwierigsten Umständen durch Schweißen oder Nieten mit neuem Flußstahl ausbessern müssen. Selbst die billigere dieser Ausführungsarten hätte mindestens fünfmal soviel gekostet wie die hier angewandte Methode des Vorspannens. [Nach P. S. A. Berridge und D. H. Lee: Civil Engineering 26 (1956) Nr. 9, S. 578.] E. Weiß, Berlin.

DK 624.131 : 624.154/.155.001.5

Reibungspfähle im weichen Ton

Über das Verhalten von Tonböden beim Rammen von Pfählen liegen viele Erfahrungen und Beobachtungen vor; doch sind die Ursachen der dabei auftretenden Erscheinungen nur teilweise bekannt. Zur Klärung verschiedener noch offener Fragen sind neuere Versuche von Seed und Reese aufschlußreich, die die Wirkung des Rammens auf einen nicht störungsempfindlichen Ton, die Veränderung der Tragfähigkeit des gerammten Pfahles mit der Zeit und die Verteilung der in dem Pfahl wirkenden Kraft auf seiner Länge (Verteilung der Mantelreibung) gemessen haben. Nachfolgend wird über diese Versuche und deren Ergebnisse berichtet.

1. Versuchsdurchführung

Der Versuchspfahl war ein aufklappbarer Stahlhohlpfahl mit einem Außendurchmesser von 15,3 cm, auf dessen Innenseite in einer Meßlänge von 4,50 m insgesamt 14 Paar Dehnungsmeßstreifen SR-4 zur Messung der in den Pfahlquerschnitten wirkenden Kräfte angeordnet waren. Die Meßstreifen wurden bis auf wenige Ausnahmen durch den Rammvorgang nicht beschädigt.

Der Versuchspfahl wurde 4,50 m tief in einen weichen Ton gerammt, der von einer 3,70 m mächtigen Auffüllung aus verschiedenen Bodenarten überlagert war. Da der Einfluß dieser Auffüllung auf den Pfahl ausgeschaltet werden sollte, wurde

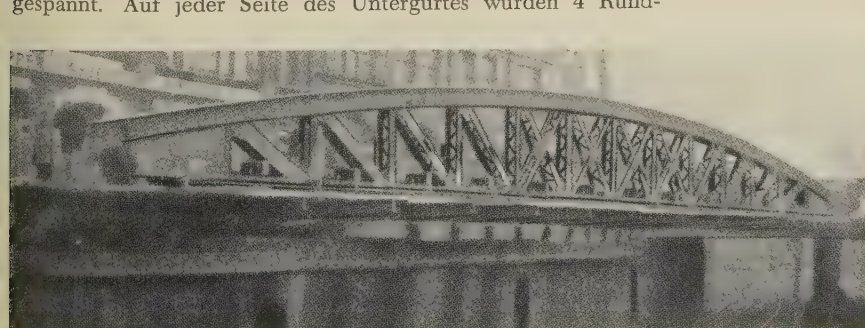


Abb. 1. Die Gase von Dampflokomotiven haben im Laufe von 50 Jahren diese Brücke in Birmingham in England stark angegriffen. Die Brücke wurde durch die Erneuerung der Fahrbahn und durch das Vorspannen des Hauptträger-Untergurtes wiederhergestellt.

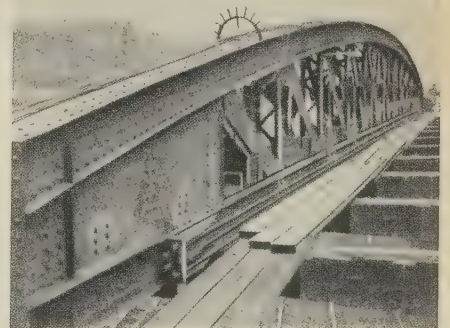


Abb. 2. Geschweißte Stahlkonsolen, von denen eine links im Vordergrund zu sehen ist, dienen als Anker für 8 hochfeste Rundstähle.

vor dem Rammen ein Hohlraum (Durchmesser 30 cm) auf ihrer gesamten Höhe geschaffen, der mit einem Rohr ausgesteift war.

Der Ton war der Kornverteilung nach ein schluffiger Ton mit einem Raumgewicht von $1,8 \text{ t/m}^3$ und einem natürlichen Wassergehalt von 48 %. Durch Zylinderdruckversuche wurde eine Druckfestigkeit von $0,24 \text{ kg/cm}^2$ im ungestörten und von $0,11 \text{ kg/cm}^2$ im gestörten Zustand ermittelt. Die sich daraus ergebende Störungsempfindlichkeit von 2 ist verhältnismäßig gering. Die Durchlässigkeit des Bodens wurde zu $k = 2 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$ festgestellt.

Das Ergebnis von Kompressionsversuchen mit behinderter Seitenausdehnung an ungestörten Proben ist als Funktion von Druck und Wassergehalt in Abb. 1 aufgetragen. Gleichzeitig sind in dieser Darstellung die Zylinderdruckfestigkeiten von ungestörten, von gestörten und von nach der Störung belasteten und so wieder verfestigten Proben in Abhängigkeit von dem jeweiligen Wassergehalt bei dem Versuch eingezeichnet. Auf die weiteren Versuchsergebnisse, die zum Teil in derselben Abbildung aufgenommen worden sind, wird später zurückgekommen.

Nach den beschriebenen Ergebnissen handelt es sich bei dem Boden um einen weichen, nicht störungsempfindlichen, wenig durchlässigen und stark setzungsempfindlichen schluffigen Ton.

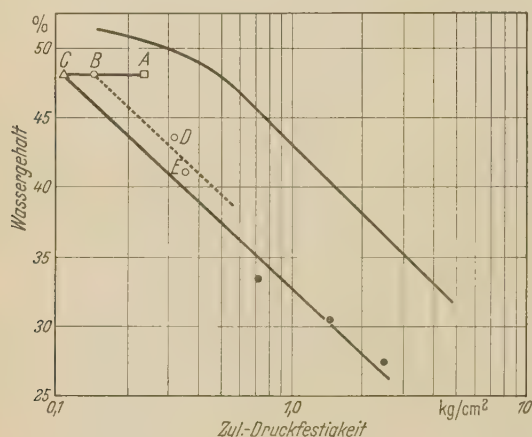


Abb. 1. Beziehung zwischen Belastung des Bodens und Wassergehalt.
● Festigkeit von gestörten und wiederbelasteten Proben; □ Festigkeit des ungestörten Bodens; △ Festigkeit des gestörten Bodens bei dem natürlichen Wassergehalt; ○ Festigkeit von Bodenproben in Pfahlnähe.

Nach dem Rammen und einer darauf folgenden Pause von drei Stunden wurde der Pfahl erstmalig in aufeinanderfolgenden Laststufen bis nahe an die Grenzlast belastet und sofort entlastet. Dieser Vorgang wurde mehrere Male wiederholt, wobei die folgenden Zeitabstände zwischen dem Ende der Rammung und dem Anfang der jeweiligen Belastung gewählt wurden: 5 Std., 21 Std., 3 Tg., 7 Tg., 14 Tg., 23 und 33 Tage. Abweichend von den üblichen Gepflogenheiten, bei Pfahlprobelastungen die Setzungen nach jeder Laststufe abzuwarten (DIN 1054, 5.45), wurde hier nach kurzen Pausen weiterbelastet. Man muß also bei der Bewertung der versuchsmäßig erhaltenen Drucksetzungskurven berücksichtigen, daß die Setzungen nach den einzelnen Laststufen nicht abgeklungen waren und die Setzungen somit kleiner sind als bei einem normal langsam durchgeführten Belastungsversuch.

Bei den verschiedenen Laststufen jedes einzelnen Belastungsversuches wurden die Setzungen des Pfahlkopfes und die Spannungen in den Meßstellen des Pfahles und damit die in den einzelnen Tiefen im Pfahlquerschnitt wirkenden Kräfte gemessen.

2. Versuchsergebnisse

In Abb. 2 sind die Lastsetzungskurven dargestellt, die bei den oben genannten Belastungsversuchen gemessen wurden. Die Ergebnisse zeigen, daß die Tragfähigkeit von der ersten Belastung (3 Stunden nach dem Rammen) an stetig wuchs und nach 33 Tagen ihr Maximum erreichte. Die Endtragfähigkeit war ungefähr 5,4mal so groß wie die Anfangstragfähigkeit, die 3 Stunden nach dem Rammen gemessen wurde.

Zur Klärung der Vorgänge im Boden während des Anwachsens der Tragfähigkeit wurden Bodenproben 1 bis 30 Tage nach der Pfahlrammung in Pfahlnähe in einem Abstand von etwa 7,5 cm entnommen und untersucht. Die dabei aus mehreren Versuchen gewonnenen mittleren Zylinderdruckfestigkeiten

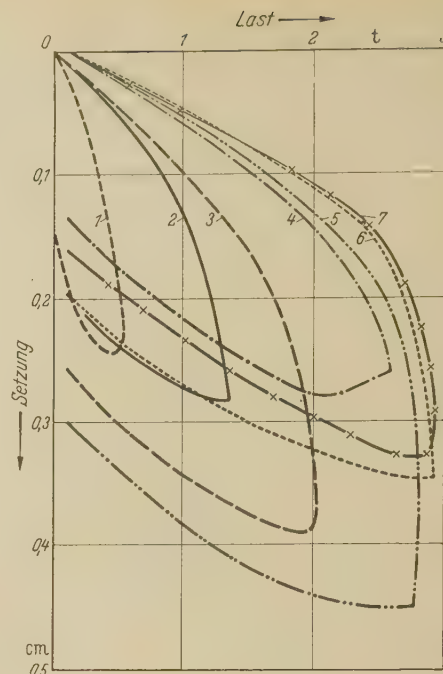


Abb. 2. Lastsetzungskurven.

Versuch 1: 3 Stunden nach Rammung; Versuch 2: 1 Tag nach Rammung; Versuch 3: 3 Tage nach Rammung; Versuch 4: 7 Tage nach Rammung; Versuch 5: 14 Tage nach Rammung; Versuch 6: 23 Tage nach Rammung; Versuch 7: 33 Tage nach Rammung.

sind bei den entsprechenden Wassergehalten in Abb. 1 eingetragen. Es zeigt sich die interessante und für die Änderung der Tragfähigkeit mit der Zeit auffallende Tatsache, daß die Zylinderdruckfestigkeit, die vor dem Rammen $0,24 \text{ kg/cm}^2$ (Pkt. A in Abb. 1) betrug, unmittelbar nach dem Rammen auf $0,17 \text{ kg/cm}^2$ (Pkt. B) sank und dann wieder zunahm. Einen Tag nach der Rammung betrug sie bereits $0,32 \text{ kg/cm}^2$ (Pkt. D) und 30 Tage danach $0,36 \text{ kg/cm}^2$ (Pkt. E). Der Festigkeitsverlust infolge der Störung durch das Rammen betrug ungefähr 70 % von dem, den er bei völliger Durchknetung erlitten hätte. Die Tragfähigkeit des durch das Rammen gestörten und dann wieder verfestigten Bodens (Pkt. E) war 50 % höher als die des ungestörten Bodens (Pkt. A).

Entsprechend der Vergrößerung der Zylinderdruckfestigkeit sank der Anfangswassergehalt von 48,1 % vor der Rammung nach einem Tag auf 43,6 % und nach 30 Tagen auf 41,0 %. Nach 30 Tagen hatte der Ton in Pfahlnähe also eine größere Tragfähigkeit und einen geringeren Wassergehalt als vor der Rammung.

Durch den Rammvorgang war in der Pfahlnähe ein Porenwasserüberdruck entstanden, mit dessen Abnahme eine Konsolidierung und die damit beschriebene Verfestigung des Bodens einsetzte. Messungen der Porenwasserdrücke, über die leider keine näheren Angaben vorliegen, haben gezeigt, daß die Geschwindigkeit der Abnahme des Porenwasserdruckes der Geschwindigkeit der Zunahme der Tragfähigkeit entspricht.

In der Abb. 3 sind die in den einzelnen Pfahlquerschnitten wirkenden Kräfte bei verschiedenen Lasten eingetragen, die durch die Spannungsmessungen bei den Belastungsversuchen 33 Tage nach dem Rammen ermittelt wurden. Die Kurven f und die anderen Lastversuche zeigen eine ähnliche Form. Die Neigung dieser Kurven (dQ/dt) dividiert durch den Pfahlfumfang ergibt die Mantelreibung je Flächeneinheit.

Die Kurven zeigen, daß bei diesen Pfählen in weichem Ton nur 10 % der Gesamtlast von der Pfahlspitze aufgenommen werden und die übrige Last vom Pfahlmantel getragen wird. Man muß hierbei allerdings berücksichtigen, daß die Endsetzungen nach jeder Laststufe nicht abgewartet wurden, daß sich das genannte Verhältnis etwas verschieben kann.

Aus der Zunahme der Neigung der Lastverteilungskurve folgt, daß die Mantelreibung, die in den oberen Metern sehr gering ist, bei größeren Lasten mit der Tiefe ständig wächst. Bei kleinen Belastungen zeigt sich zunächst ebenfalls eine Zunahme der Mantelreibung, die nach Erreichen eines Maximums wieder abnimmt. Derselbe Verlauf der Mantelreibungsverteilung wurde u. a. durch Modellversuche in Sand von Zweigler festgestellt und von Nishida unter der Voraussetzung der Gültigkeit der Elastizitätstheorie errechnet.

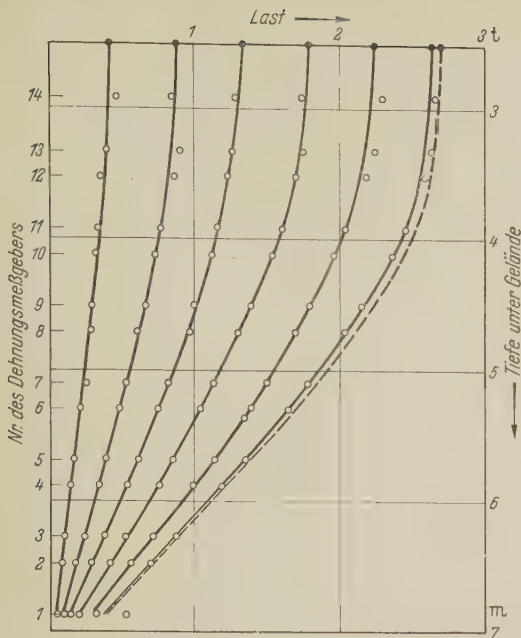


Abb. 3. Lastverteilungskurven für den Belastungsversuch 33 Tage nach dem Rammen.

● Aufgebrachte Last; ○ Last in Pfahlquerschnitt.

Die Größe der Mantelreibung für verschiedene Tiefen und Zeitabstände von der Rammung sind bei der jeweiligen Grenzbelastung in Abb. 4 aufgetragen. In derselben Abbildung ist die Scherfestigkeit des Bodens gestrichelt eingezeichnet, die nach Versuchsergebnissen mit der Tiefe konstant ist. Man sieht, daß die Mantelreibung die volle Scherfestigkeit des Bodens nur in größeren Tiefen, nicht aber bei geringen Tiefen und nicht nach kurzen Zeitabständen nach dem Rammen erreichte. Diese Feststellung und Vergleiche der durch die Probelastungen gefundenen Tragfähigkeiten mit den auf Grund der gemessenen Scherfestigkeiten errechneten weisen darauf hin, daß bei der Grenzbelastung des Pfahles der Bruch an seinem unteren Teil in einem geringen Abstand vom Pfahl zwischen Boden und Boden und am oberen Teil zwischen Pfahlmantel und Boden stattfand. Vermutlich ist diese letztere Art des Bruches auf der ganzen Pfahllänge kurz nach der Rammung bei Erreichen der Grenzbelastung aufgetreten.

Die beschriebenen Messungen der Verteilung der Mantelreibung über die Pfahllänge und des Verhältnisses von Mantelreibung zu Spitzenwiderstand, die in verschiedenen Zeiten nach der Rammung durch schnell durchgeführte Probelastungen vorgenommen wurden, und vor allem die Ermittlung der Änderung der Bodeneigenschaften in Pfahlnähe, nämlich die wesentliche Störung durch das Rammen und die Zunahme seiner Festigkeit, ergaben interessante Aufschlüsse für die Bewertung von Rammungen in einem nicht störungsempfindlichen, weichen Ton. Es ist wünschenswert, die Versuche bei anderen Bodenarten und auch bei langsamen Lastversuchen durchzuführen. [Nach H. B. Seed und L. C. Reese: Proc. Am. Civ. Eng. 81 (1955) Nr. 842.] H. Zweck, Karlsruhe.

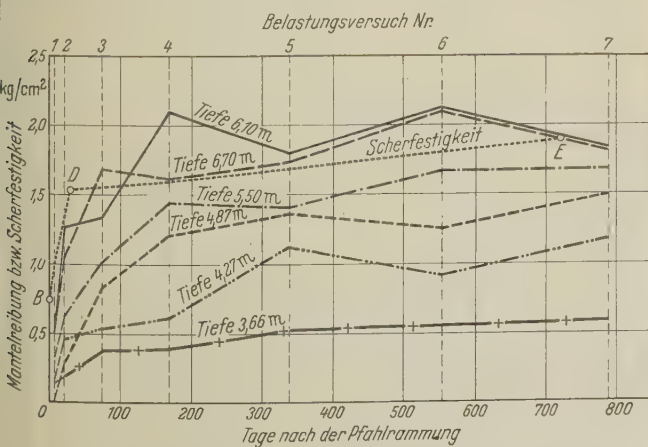


Abb. 4. Mantelreibung am Pfahl bei verschiedenen Zeiten nach der Pfahlrammung und in verschiedenen Tiefen unter Gelände.

DK 691.8 : 666.8-155 : 666.987 : 693.69

Vorgefertigte Verkleidungstafeln mit Ansichtsflächen aus Marmorgrus und reinem Naturstein

Bei dem neuen 20 Mio. \$ kostenden Betriebsgebäude der National Security Agency in Fort Meade (Maryland) wurden für die Außenwände vorgefertigte sogenannte Sandwichtafeln mit sorgfältig bearbeiteten Ansichtsflächen aus Marmorgrus verwendet (Abb. 1). Das Verfahren ist zwar umständlich,

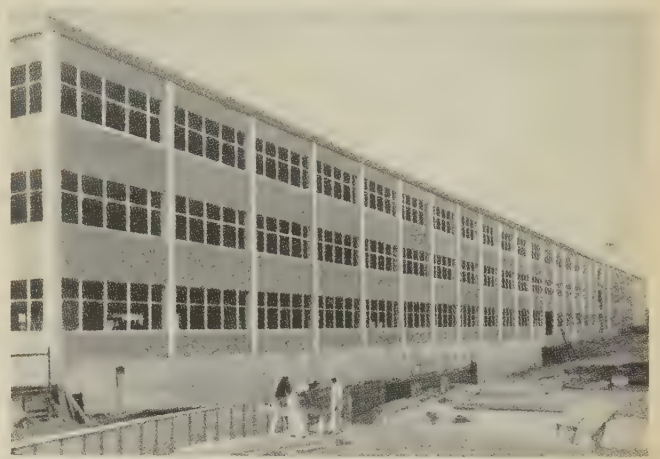


Abb. 1. Das neue Betriebsgebäude der National Security Agency. Die Außenwände bestehen aus Sandwichtafeln mit bearbeiteten Ansichtsflächen aus grünem Marmorgrus. Eine Kolonne von 7 Arbeitern versetzt täglich 230 m². Die Tafeln sind im Durchschnitt 10,8 m² groß.

aber es liefert einen billigen und dauerhaften Natursteinersatz, der für etwa 0,86 \$ je m² versetzt werden kann. Die Sandwichtafeln sind 15 cm dick. Sie bestehen aus einer 25 mm starken Marmor-Ansichtsfläche und aus einer 38 mm starken Isolierschicht aus Glaswolle zwischen zwei je 43,5 mm starken Lagen aus Stahlbeton. Die Tafeln sind im Durchschnitt 1,80 × 6,0 m groß.

Die Arbeit beginnt mit der Aufstellung einer nachstellbaren Stahlform, die so konstruiert ist, daß das eine Ende hochgeklappt und die betonierte Tafel durch eine darüber angebrachte Laufkatze fortgeschafft werden kann. Die Formen ruhen auf L-Stählen, die auf 60 cm hohen Betonklötzen lagern (Abb. 2).



Abb. 2. Ein Kübel entleert den Beton der letzten Lage einer Sandwichtafel in die Stahlform.

Zunächst wird die Marmoransichtsfläche betoniert. Hierzu benutzt man eine sehr weiche Mischung, die Marmorgrus in Cardiff-Grün und Royal-Grün enthält. Die Zuschlagstoffe, Zement und Wasser werden nach Gewicht beigegeben und in einem kippbaren Mischer gemischt. Wegen des hohen Wassergehalts muß bei der Entleerung des Mixers große Sorgfalt

angewandt werden. Das Mischgut wird in Handkarren, die dicht an die Öffnung der Maschine herangefahren werden, geschüttet. Die Arbeiter schaufeln es dann in die Form und verteilen und dichten es mit Kellen bis zur verlangten Stärke von 25 mm. Dann läßt man die Schicht 30 Minuten lang anziehen, bevor die nächste Lage aufgebracht wird. Es werden anschließend vorgefertigte Bewehrungsmatten, unterstützt von Unterlagsklötzchen, über der ersten Schicht verlegt, während Beton von 350 kg/cm² Festigkeit in einem Mischer bereitet wird. Der Beton wird durch Kübel, deren Öffnung dicht über der Form hängt, in einer Stärke von 43,5 mm eingebracht (Abb. 2). Arbeiter glätten ihn mit der Kelle ab und legen dann die vorbereitete 38 mm Isolierlage aus Glaswolle darauf. Es folgt das Einbringen der 2. Stahlbetonlage von 43,5 mm Stärke. Preßluftfrüttler, die an der Unterseite der Form angebracht sind, verdichten den Beton.

Unmittelbar nach der Fertigstellung einer Tafel wird die Form mit wassergesättigter grober Leinwand und Sisalkunststoff zugedeckt. Jede Tafel wird 15 bis 20 Stunden bei einer kontrollierten Temperatur von 21° C so behandelt. Dann werden die Formen hochgekantet und durch 2 mit einem Scharnier verbundene Stützen in lotrechter Lage gehalten. Die Tafel wird dann durch eine Laufkatze herausgehoben und nach einem A-förmigen Gestell gefahren, wo sie weitere 4 Tage behandelt wird. Sie wird hier wiederholt auf beiden Seiten mit Wasser übergossen. Die Festigkeit, die hierdurch erzielt wird, entspricht einer 48 Stunden langen Behandlung in der Dampfkammer.

Nach der 4-Tage-Kur beginnt der umständliche Prozeß, der Ansichtsfläche das gewünschte Aussehen zu geben. Sie wird zunächst mit Sandstrahlgebläse und mit Drahtbürsten behandelt. Das Gebläse beseitigt die Zementhaut, und das Bürsten legt die Struktur des Betons frei. Es folgt dann die Behandlung mit verdünnter Salzsäure, um Farbe und Glanz zur Geltung zu bringen. Das muß sehr schnell geschehen, damit nicht zuviel Grus ausgewaschen wird und dadurch eine Mißfärbung der Ansichtsfläche entsteht. Die Einwirkung der Säure dauert nur wenige Minuten und ist sorgfältig zu überwachen. Dann ist die Säure durch einen Wasserstrahl sorgfältig zu beseitigen.

Die Tafeln werden anschließend noch weitere 3 Wochen behandelt, bevor sie nach der Baustelle transportiert und versetzt werden können. Wieder nimmt die Laufkatze eine inzwischen polierte Tafel auf und bringt sie nach dem Lagerplatz. Hier wird sie mit Nesseltuch abgedeckt und 3 Wochen lang feucht gehalten. Dann werden die fertigen Tafeln gestapelt (Abb. 3).

Das Versetzen auf der Baustelle ist der leichteste Teil der Arbeit. Eine Kolonne von 7 Mann braucht zum Einbau einer Tafel im Durchschnitt 10 Minuten. Da die Tafeln 10,8 m²

groß sind, belaufen sich die Aufstellungskosten auf rd. 86 je m².

Weitere interessante Beispiele für die Ausbildungen von Sandwichtafeln, und zwar erstmalig in reinem Naturstein, bieten 2 große Industriegebäude in Harrisburg, Pa. (Abb. 4). Da



Abb. 4. Ein 18- und ein 11stöckiges Gebäude in Harrisburg (Pennsylvania) werden mit Natursteinplatten verkleidet.

Äußere dieser beiden Gebäude besteht aus 10 cm starken Kalksteinplatten. Sie sind in ein enges Gitterwerk von T-Stählen und Winkeln eingebaut. Ihre Größen sind verschieden. Die üblichen Maße sind 105 × 150 cm, also rd. 1,5 m² gegen 10,8 m² im ersten Beispiel. Die Tafeln sitzen unten auf einem Winkel auf und werden oben durch Stahlbänder gehalten. Nachdem die Tafeln bis zu dem Stockwerk, in das sie eingebaut werden sollen, hochgehoben worden sind, erhält jede Tafel auf der Innenseite einen mit der Kelle aufgetragenen Zementaufstrich (Abb. 5). Dann werden die Tafeln versetzt, und anschließend werden 30 × 45 cm große Isolierlagen aus Glaswolle, 5 cm stark mit einem kalt erhärtenden Mastix aufgebracht (Abb. 6).

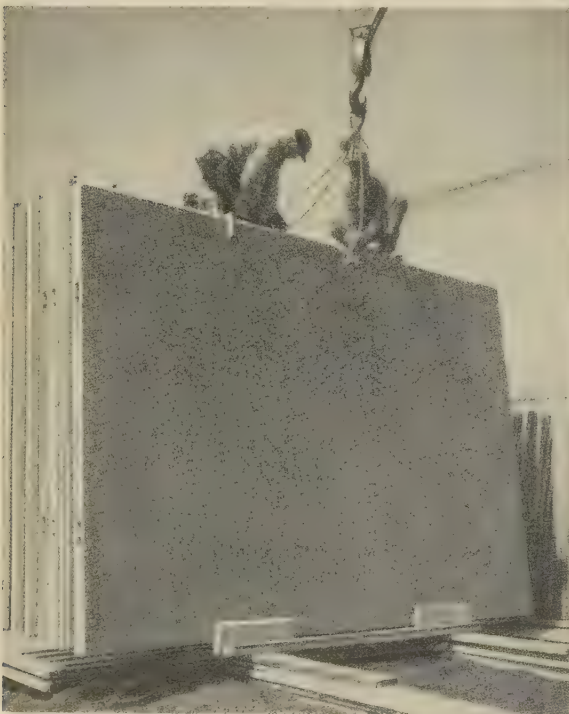


Abb. 3. Fertiggestellte Tafeln werden auf dem Werkplatz gestapelt.



Abb. 5. Vor der Isolierung wird auf der Rückseite der Natursteinplatte ein Mörtelaufstrich mit der Kelle aufgebracht.



Abb. 6. Isolierplatten aus Glaswolle werden in Stücken von 30×45 cm angebracht.

Isolierblock werden nur 4 Tupfen Mastix verwendet. Dadurch bleibt ein 3 mm breiter Zwischenraum zwischen der Isolierung mit dem Naturstein frei, der dem Schwitzwasser erlaubt, abzulaufen. Die Feuchtigkeit wird durch eine Bleirinne abgeführt. Schließlich wird ein Metallblech hinten an der Isolierung befestigt, und die Konstruktion ist fertig. Leider werden über die Kosten der Ausführung keine Angaben gemacht. [Nach Construction Methods and Equipment 38 (1956) Heft 8, S. 100, und Engng. News-Rec. 157 (1956) Nr. 7, S. 35.]
E. Weiß, Berlin.

mit $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ Überfallwasser bei Stauspiegel auf $+35 \text{ m NN}$. Der Eintritt zum linken Lauf ist durch eine Betonmauer geringerer Höhe von 400 m Länge und durch einen Steinschütt-damm von 40 m Länge abgeschlossen. Auf dem rechten Ufer schließt sich an das Kraftwerk zuerst eine Betonmauer von 200 m Länge mit vertikaler Wasserseite und abgestufter Luft-seite an, deren Krone auf $+37 \text{ m NN}$ liegt. Nach dieser Beton-mauer kommt ein 550 m langer Steinschütt-damm mit zwischen 5 und 10 m wechselnder Höhe. Dieser Damm ist mit aus dem Aushub stammendem Steinmaterial hergestellt. Daher wurde zur Dichtung der Wasserseite eine Betondecke errichtet, wäh-rend die Luftseite aus Trockenmauerwerk besteht.



Abb. 2. Übersicht über das Kraftwerk und die rechts und links anschließenden Staumauern.

DK 627.8 : 621.311.21 (671.2)

Die Wasserkraftanlage Edéa am Sanaga (Kamerun)

Edéa am Sanaga liegt etwa 80 km vom größten Hafen Kameruns, Duala, entfernt an der Eisenbahnlinie nach Yaunde, der Hauptstadt der Kolonie. Der Sanaga hat mit $140\,000 \text{ km}^2$ ein Einzugsgebiet, das der Größe eines Drittels von Kamerun entspricht; dabei hat er einen Niedrigwasserabfluß von $400 \text{ m}^3/\text{s}$, einen Hochwasserabfluß von $6500 \text{ m}^3/\text{s}$ und ein höch-stes Hochwasser von $14\,000 \text{ m}^3/\text{s}$. 6 km oberhalb Edéa über-windet er mit einem Gefälle von etwa 45 m auf 3 bis 4 km meh-rere Gneisschwellen und teilt sich dabei in drei Arme (Toter Arm, Mittelarm und Bahnhoßarm). Die hier besprochene Wasserkraftanlage nützt die unterste dieser Schwellen mit zwi-schen 20 und 24 m schwankender Nettofallhöhe aus.

Die Kraftanlage soll zum größten Teil der Aluminium-erzeugung dienen, während die beiden ersten Maschinen für die Stromversorgung des Bezirkes Duala gedacht sind. Die Gesamtanlage soll günstigstenfalls 160 MW erzeugen, davon zwei Maschinengruppen im ersten Ausbau je 11,4 MW, eine 12,5 MW und die restlichen sechs Gruppen 20,8 MW. Die Schluckwassermenge der Turbinen erhöht sich im zweiten Aus-bau von $60 \text{ m}^3/\text{s}$ auf $102 \text{ m}^3/\text{s}$. Das Stauziel liegt bei Niedrig-wasser auf $+33 \text{ m NN}$, bei Hochwasser auf $+35 \text{ m NN}$.

Die Stauanlagen des ersten Ausbaues sind aus Abb. 1 er-sichtlich. Sie schließen nur den rechten Lauf des Mittelarmes ein. Das Kraftwerk hat 9 Öffnungen von je 9 m Breite, die im noch nicht fertiggestellten Kraftwerksteil durch leichte Ge-wölbe vorläufig verschlossen sind (Abb. 2). Am linken Ufer schließt an das Kraftwerk eine Gewölbereihenmauer aus Beton von 9 m größter Höhe, mit Gewölbespannweiten von 6 m und einer Gesamtlänge von 138 m an. In dieser Mauer sind Grund-ablässe von zweimal 9 m Breite angeordnet, die mit Segment-schützen für zusammen 700 m^3 Wasserabfluß verschlossen wer-den können. Darauf kommt eine 526 m lange Überfallmauer aus Beton von 7 bis 8 m Höhe und Krone auf $+34 \text{ m NN}$

Östlich der Eiffelbrücke über den rechten Lauf des Mittel-armes mußte die Gneisbarre durch ein Kanalbett durchstoßen werden. Zu diesem Zweck mußten $30\,000 \text{ m}^3$ Erd- und Fels-massen weggeräumt werden. Bei der Sprengung des Felsens im östlichen Teil des Kanals (etwa 3000 m^3) sollte der Abraum derart zerkleinert werden, daß er vom Fluß vollständig weg-getragen würde. Zu diesem Zweck wurden 3000 Bohrlöcher von 2 bis 4 m Tiefe und $40 \text{ mm } \phi$ und 350 Löcher von 4 bis 6 m Tiefe und $80 \text{ mm } \phi$ erstellt. Gesprengt wurde mit 3 kg Dynamit je m^3 festes Gestein.

Im zweiten Ausbau sollen der Bahnhoßarm des Sanaga 5 km oberhalb des Kraftwerkes durch einen Damm abgesperrt und die Dämme am Mittelarm weiter fortgesetzt werden. Der Damm im Bahnhoßarm hat Höhen bis 10 m und Böschungen von 1:1,5. Er besitzt auf der wasserseitigen Böschung zur Dichtung eine durch eine Erdschüttung geschützte Tonschicht. An den Damm schließt sich ein kurzer Überfall an. Die Ver-längerung des rechtsufrigen Dammes des ersten Ausbaues ge-schieht durch eine Überfallmauer aus Beton von 1400 m Länge, deren Überfall auf $+33 \text{ m NN}$, bei Stauziel auf $+35 \text{ m NN}$ $7000 \text{ m}^3/\text{s}$ abfließen läßt. Der Zufluß zum linken Lauf des Mittelarmes wurde nunmehr statt durch die 400 m lange Betonmauer durch zwei Wehrklappen von je 60 m Länge, bestehend aus 30 Einzelklappen von 5 m Höhe, abgesperrt. Mit diesem Wehr soll der Stau reguliert werden. Hier können $4300 \text{ m}^3/\text{s}$ abfließen.

Die Druckrohrleitung für jede der neun Maschinen besteht aus einem geschweißten Rohr von $6 \text{ m } \phi$. Die Leitungen sind in der Auflagerung auf den Beton und in Neigung und Länge bei den beiden Bauabschnitten verschieden.

Das Kraftwerk (Abb. 3) enthält im Endausbau 9 vertikalachsige Maschinengruppen, deren Umdrehungen je Min. im zweiten Ausbau von 214 auf 166 her-untergegangen sind. Der Laufraddurch-messer der Turbinen nahm dabei von 3,0 m auf 3,9 m zu. Die Gesamtschluck-wassermenge der Turbinen war anfangs auf $500 \text{ m}^3/\text{s}$ bemessen und wurde zum Schluß auf $750 \text{ m}^3/\text{s}$ erhöht. Das Ge-wicht der ersten beiden Turbinen be-trug je 110 t, der letzten je 208 t und das der Stromerzeuger je 140 t, der letz-ten je 183 t. Der Strom wird beim Kraftwerk auf 90 kV herauftransfor-miert und so zu den Versorgungsstellen geleitet.

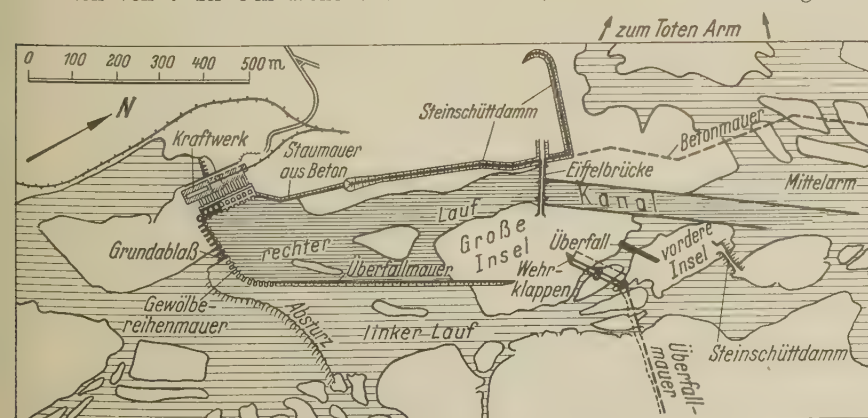


Abb. 1. Lageplan des Kraftwerkes Edéa am Sanaga.

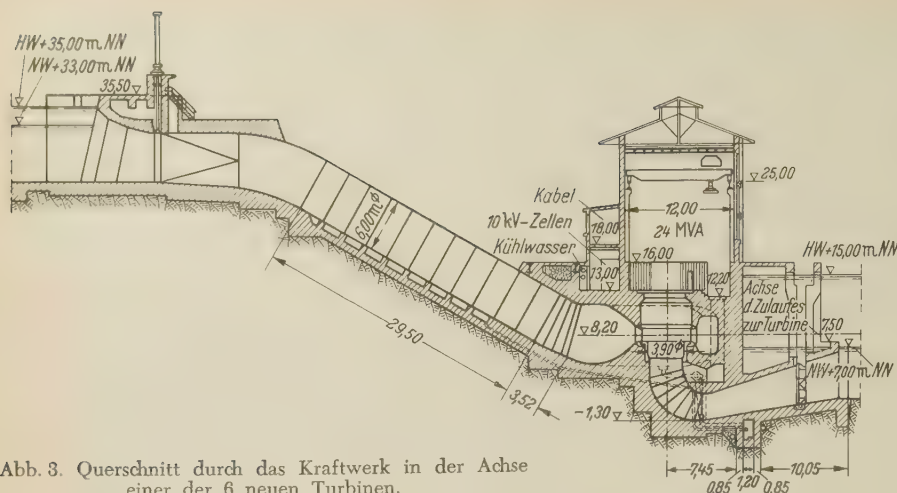


Abb. 3. Querschnitt durch das Kraftwerk in der Achse einer der 6 neuen Turbinen.

Bei der Anlage wurden insgesamt etwa 36 000 m³ Beton eingebaut. Die Arbeiten begannen 1950. Der erste Ausbau mit zwei Maschinen war 1952 beendet; 1954 wurde über den Weiterbau entschieden. Ende dieses Jahres soll die dritte Maschine und Ende 1958 die ganze Anlage in Betrieb kommen. [Nach Gén. Civ. 76 (1956) Bd. 133, S. 265—270 und Ergänzung zu den Rev. Trav. (1955) S. 263—93.]

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

DK 627.824.7 (234.311.4.)

Die höchsten Staumauern der Welt

Nachdem mehr als zwei Jahrzehnte der Hooverdamm mit 220 m Höhe die höchste Staumauer der Welt war, werden nun in der Schweiz in den Walliser Alpen in den benachbarten Tälern der Dixence und der Dranse, wenige Kilometer von einander entfernt, zwei noch höhere Staumauern errichtet. Die Schwergewichtsmauer Grande Dixence mit 282 m wird der Welt höchste Staumauer werden. Sie wird mit einem Betonvolumen von 5,75 Mio. m³ die zweitgrößte Schwergewichtsmauer nach der Grand Coulee-Mauer mit 8,4 Mio. m³ sein.

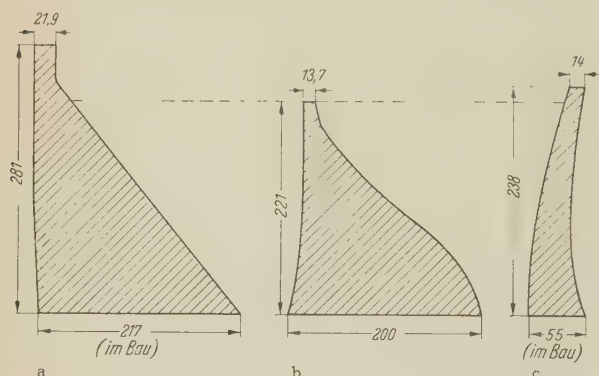


Abb. 1. Vergleich der Querschnitte der 3 höchsten Staumauern der Welt. — a) Grande Dixence; b) Hooversperre; c) Mauvoisin.

Mauvoisin soll mit 236 m Höhe der Welt höchste Bogenmauer vor derjenigen von Tigne (Frankreich, Savoyer Alpen) mit 180 m werden. Ihr Volumen wird immer noch 2,15 Mio. m³ Beton betragen. (Vgl. Abb. 1.)

Obwohl beide Projekte von verschiedenen Gesellschaften gebaut werden, so ist doch eine enge Koordination vorgesehen. Die Kraftezeugungsanlagen sind in der ersten Stufe in Fionnay und in der zweiten Stufe in Riddes nebeneinander auf einem Niveau angelegt (Abb. 2). Grand Dixence arbeitet hochliegende Quellen aus dem Einzugsgebiet von Mauvoisin ab, es bezahlt hierfür mit Wasser aus eigenen, tieferliegenden Vorkommen, welches unwirtschaftlich in den Speicher hochgepumpt werden müßte.

Das Krafthaus Fionnay von Grande Dixence hat eine Kapazität von 325 000 kW. Mauvoisin hat hier nur 137 000 kW. In der Unterstufe sind bei Grande Dixence 360 000 kW und für Mauvoisin 225 000 kW installiert.

Beide arbeiten hier ein Gefälle von 1000 m mit doppelt-beaufschlagten horizontal gelagerten Peltonrädern ab. Bei Grande Dixence stehen die größeren Generatoreinheiten, die

jeweils von zwei beidseitig angeordneten Peltonrädern für je 45 000 PS angetrieben werden. In Fionnay werden bei Grande Dixence 875 m mit Peltonrädern abgearbeitet, während die Fallhöhe bei Mauvoisin hier mit 460 m die höchste der Welt für Francisräder ist.

Für den Bau der neuen Sperre von Grande Dixence wurde eine ganz moderne Baustelleneinrichtung aufgebaut, umfangreiche Aufschlußarbeiten waren notwendig, um die Anlage in 2350 m Höhe überhaupt zu erreichen. Als Zugang zur Zuschlagsgewinnung in 2560 m Höhe war ein 1,6 km langer Tunnel anzulegen. Um den gesunden Fels für die Fundamente freizulegen, waren 500 000 m³ Überlagerung zu entfernen und über 200 000 m³ Fels wegzusprennen.

Die Betonfabrik ist für eine Leistung von 5800 m³ Beton in zwei je Tag ausgelegt. In den beiden Johnson-Türmen sind je 3 Dreitonnen-Mischer zusammengefaßt. Sie entladen in die zentralen Frischbetonbehälter, wo Spezialfahrzeuge den Frischbeton abziehen und über kurze Entfernungen zu den Kabelkränen befördern.

Die Zuschläge aus granitischen Moränenablagerungen werden mit gleislosen Geräten abgebaut und der Vorbrechanlage zugeführt. Das auf 125 mm vorgebrochene Gut — 400 m³/h — läuft durch den Tunnel auf langen Gummiförderbändern zur Aufbereitung, der Überschuß geht auf das Reservelager. In der Aufbereitungsanlage zerlegt man es in 4 Körnungen, 0—3 mm, 3—6 mm, 6—37,5 mm und speichert es in Holzbehältern mit 15 m Durchmesser und 20 m Höhe. Von dort ziehen Gummiförderbänder den Bedarf für die Betonfabrik ab. Der Zement kommt in verschlossenen Kübeln — sogenannten Bidonis — mit einer besonderen Seilbahn 18 km aus dem Rhönetal.

Die 4 Kabelkrane für je 20 t mit Spannweiten von 865 m sind am Maschinenhaus auf der Seite der Betonfabrik fest verankert. Auf der anderen Talseite laufen die beweglichen Gegengewichte auf einer gekrümmten 35 % geneigten Fahrbahn. Sie bringen den Beton mit 6 m³-Kübeln ein.

Der Kernbeton mit einem Wassermittelwertfaktor von 0,7 bei einer Bindemittelzugabe von 170 kg/m³ erreicht durchschnittlich 90 Tagesfestigkeiten von 180 kg/cm². Für die Spannungen von 350 kg/cm² an der Unterwasserseite wird ein Beton mit 295 kg Zement je m³ Frischbeton erforderlich. Mit diesem gleichen Beton wird die Oberwasserseite verkleidet. Die Schichthöhe beträgt 60 cm. Die Schalung besteht aus 3 m hohen Blechtafeln. Für die Berechnung wurde ein spezifisches Gewicht von 2,5 kg/dm³ und ein Sicherheitsfaktor von 4,2 — bzw. 2,8 unter Erdbeherbeschleunigung — zugrundegelegt. Die Blöcke erhalten eine starke Schubverzahnung. Die Fugen preßt man nach Abklingen der Temperatur mit Mörtel aus. Zur Kühlung sind alle 3 m Rohre eingelegt, die 3° C kaltes Wasser durchströmt, so daß die Betontemperatur nach ½ Jahr auf 5° C absinkt.

1955 und 1956 sind in je 5 Monaten jeweils etwa 460 000 m³ Beton eingebaut worden, so daß mit Mitte 1957 die erste Baustufe mit einer Höhe von 178 m erreicht sein wird. Dann soll die Kraftezeugung beginnen. In der zweiten Baustufe bis 1959 soll die Mauer dann auf 202 m und in der dritten bis 1966 auf 282 m erhöht werden.

Die höchste Bogenmauer der Welt in Mauvoisin mit

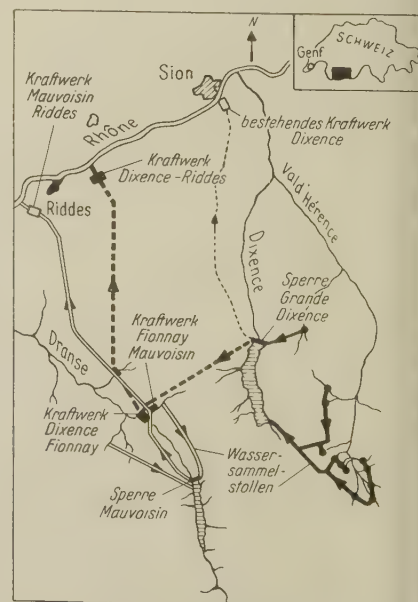


Abb. 2. Lageplan der Kraftwerke Grande Dixence und Mauvoisin

einer Basisbreite von nur 55 m bei einer Kronenlänge von 532 m und einer Höhe von 236 m wird in einem Zuge bis 1960 fertiggestellt. Sie wird in einer Talenge tief in dem zur Liasschicht gehörenden Gestein verzahnt. Zusätzlich wurden umfangreiche Verfestigungsarbeiten von 150 bis 240 m Tiefe durchgeführt. Hierzu trieb man besondere Stollen am Sperrenfuß und 75 m unter der Krone. Die injizierte Fläche im Umkreis der Sperre betrug 1,5 Mio. m². Für die Fundierung der Mauer mußten weiterhin 875 000 m³ Schutt weggeräumt und 430 000 m³ weggesprengt werden. Dann erst konnte die Betonierung beginnen. Hierfür steht eine moderne Johnsonanlage mit 5 Mischern für je 3 m³ bereit, die 5400 m³ in zwei 10-Stundenschichten je Tag schaffen. Auch hier beladen Spezialfahrzeuge die 6 m³-Kübel an den drei festen Kabelkranen für je 20 t. Diese sind im Fels an vorgespannten Ankern befestigt.

Die Zuschläge gewinnt man hinter der Sperre im später nicht mehr zugänglichen Gebiet. Hier werden sie mit gleislosen Geräten aufgenommen, vorgebrochen und auf die Reserve vor der Sperre abgefahren. Am Fuße des Reservelagers neben dem Mauerfuß liegt die Aufbereitungsanlage. Hier wird das Zuschlaggut in 5 Körnungen, 0—3 mm, 3—6 mm, 6—36 mm und 36—72 mm, aufgeschlossen. Mit kurzen Förderbändern, die in einem „Zickzack“-Stollen verlegt sind, wird das klassierte Gut in die Silos der Betonfabrik 210 m hoch befördert. Der Zement wird in Bidonis auf einer Schwebebahn 15 km von der Bahnstation antransportiert, in 5000 t Behältern gespeichert und nach Bedarf in die Betonfabrik gepumpt.

Während des Baues wird die Dranse durch einen Schutzdamm abgesperrt und durch einen Umleitungsstollen abgeleitet. Dieser Stollen dient später als Grundablaß der Sperre. Der Stau des Speichers für 160 Mio. m³ beginnt bereits während des Baues. Sein Einzugsgebiet ist zu 41 % vergletschert. Ein Teil seiner Zuflüsse wird ebenso wie bei Grande Dixence durch ein umfangreiches Sammelstollensystem zugeführt. [Nach W. G. Bowman: Engineering News-Record (1956) Nr. 21 vom 24. Mai 1956 S. 34—40.]

Dr.-Ing. Georg Menges, Stuttgart.

DK 626.134 : 666.971

Beläge für Kanalbettungen aus Asphalt-Torkret

In Amerika wurde ein neues Asphalt-Torkret-Verfahren entwickelt, bei dem ein pneumatisch aufgetragener Asphalt-Emulsions-Mörtel, der aus Sand, Portland-Zement, Asphalt emulsion und Wasser besteht, zur Herstellung biegsamer und wasserdichter Tragüberzüge auf der Oberfläche von Kanalbettungen, Großbehältern usw. benutzt wird. Dieser sog. Asphalt-Torkret bildet eine wasserdichte, unstarre, erosionsbeständige Schicht. Als günstigste Zusammensetzung wurde 12 % Asphalt emulsion, 10 % Wasser, 3 bis 5 % Zement und der Rest Sand ermittelt.

Die Einrichtung zur Herstellung eines solchen Belages unterscheidet sich von der üblichen Torkret-Ausrüstung nur durch einen verbesserten Wasserring zum Mischen in der Düse und einen zusätzlichen Zuführungsschlauch für die Asphalt emulsion, um eine getrennte Herbeiführung von Wasser und Asphalt zu ermöglichen. Hierzu dienen zwei Schläuche von 18 mm Durchmesser, während das Sand-Zement-Gemisch durch einen 41 mm-Schlauch gefördert wird. Jeder der beiden dünnen Schläuche kann hinsichtlich der Durchflußmenge durch ein Ventil beeinflusst werden. Die drei Schläuche endigen in einer die beiden Ventile tragenden Armatur, an der die Verteildüse angebracht ist. Die Sand-Zement-Mischung wird außerhalb der Düse hergestellt und durch den dicken Schlauch in die Düse transportiert, wo sie mit der Asphalt emulsion, die mit 120 atü aus einem isolierten Vorratsbehälter zur Düse gepumpt wird, und dem Wasser gemischt wird. Die Zusammensetzung des Asphalt-

Torkrets wird durch stündliche Bestimmung der aus den geeigneten Vorratsbehältern abgehenden Mengen gemessen.

Die Anwendung des Asphalt-Torkret-Verfahrens ist ziemlich wenig von der Witterung abhängig, da sich weder Temperaturen in der Nähe des Gefrierpunktes noch Wind und Regenschauer schädlich auf den frisch aufgetragenen Belag auswirken, sofern die Mischung Portland-Zement enthält. Bei strengem Frost können allerdings die Arbeiten nicht gemacht werden. Bei sonstigen kälterem Wetter kann man mit geheiztem Sand und erwärmter Emulsion arbeiten.

Das neue Verfahren wurde angewendet bei einer Kanalbettung, in der durch starke Erosion Zerstörungen aufgetreten waren. Dieser Kanal hatte einen benetzten Umfang von 16 m und eine Breite am Grund von 6 m, die Wassertiefe war 2 m und die Wassergeschwindigkeit 8 m/s bei einer Böschungseigung von 1,5 : 1. Die aufgetragene Asphalt-Torkretschicht war an den Seitenwänden 50 mm und am Boden 75 mm stark und enthielt 12 % Asphalt emulsion mit 3 % Zement an den



Abb. 1.

Seitenwänden und 5 % Zement am Boden. Letzteres war nötig, um bei dem nassen Untergrund ein schnelleres Hartwerden zu erreichen. Wegen der natürlichen Luftfeuchtigkeit am Kanal wurde die Hälfte des benutzten Sandes erhitzt, so daß die Temperatur der Sand-Zement-Mischung 50 °C und des Asphalt-Torkrets unmittelbar nach dem Auftragen 21 bis 27 °C betrug. Die Kosten des Verfahrens stellten sich auf etwa 2,70 \$ pro m² bei 25 mm Schichtdicke und in einem anderen Fall auf 3,75 \$ pro m² bei 50 mm Schichtdicke. Der Portland-Zement-Gehalt von 3 bis 5 % erwies sich als zweckmäßig. Kleinere Anteile ergaben Schichten mit zu geringem Erosionswiderstand, während Schichten mit 10 % Zement innere Schrumpfrisse aufwiesen. Auch der Wassergehalt muß sich in den vorgeschriebenen Grenzen halten, da bei zu viel Wasser der Asphalt-Torkret an den Böschungswänden herabblief. Die aufgetragene Schicht geht auch einwandfreie Bindungen mit altem Beton ein. [Nach „Asphalt Gunite is Used to Line Canals“: Engineering News-Record 157 (1956) Nr. 11 vom 13. 9. 1956, S. 35.]

Dr.-Ing. H. Bürnheim, München.

Buchbesprechungen

DK 624 : 69 : 72 (05) = 59

Industria Construcțiilor și a Materialelor de Construcții (Zeitschrift in rumänischer Sprache). Gr. DIN A 4. Monatshefte von je 64 S. Umfang. Bukarest.

Die mir vorliegenden Hefte Nr. 8 und 9 des Jahrganges 1956 enthalten Aufsätze über Stahlbeton und Spannbeton, Rüstungen, Wohnungsbau, Schalentheorie, Baustoffkunde u. a. Dazu kommt Dokumentation (Kurzberichte nach Aufsätzen in ausländischen Zeitschriften), Buchbesprechungen, Chronik und Vereinsmitteilungen. Es sind kurze Inhaltsangaben der Aufsätze u. a. auch in deutscher Sprache gegeben.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 624.94.016 : 693.9 (023) = 3

Hart, Franz: Skelettbauten. 104 S., 21 × 26 cm, mit 158 Abb. München: G. D. W. Callwey, 1956. Gzln. 17,50 DM.

Als Beitrag zu der Frage, ob der allenthalben im Geschäftshaus- und Verwaltungsbau angewandte Rasterbau eine Mode oder ob in ihm eine unsere Zeit kennzeichnende Bauform zu sehen sei, werden die Geschichte des Skelettbau, der heutige deutsche Stahlbeton-Raster-Skelettbau und die international zu beobachtenden neueren Entwicklungstendenzen aufgezeigt. Dabei ist nicht das Tragwerk an sich, sondern vorwiegend die aufgelöste Fassade solcher Gebäude gemeint. Die darüber ge-

machten Aussagen sind jedoch nicht nur für den Architekten interessant, die zahlreichen ausgesprochen schönen Abbildungen machen darüber hinaus die Lektüre zu einem Genuß.

Dr.-Ing. G. Merkle, Düsseldorf.

DK 625.1/.6 : 656.052.439 : 711.75.003.12 (023) = 3

Lambert, Prof. Dr.-Ing. Walther: Nahverkehrsbahnen der Großstädte. Raum- und Kostenprobleme der vertikalen Auflockerung (= Forschungsergebnisse des Verkehrswissenschaftlichen Instituts an der T.H. Stuttgart, herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. **Walther Lambert**, Heft 18). IV, 73 S. u. 47 Blätter. Gr. 4°, mit 42 Abb. u. 68 Tabellen. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1956. Brosch. 15,— DM.

Der wachsende Individualverkehr führt insbesondere in den Großstädten zu einer stetigen Verknappung des Verkehrsraumes. Durch Einzelmaßnahmen allein lassen sich die Verkehrsverhältnisse nicht mehr verbessern, vielmehr muß für das gesamte Stadtgebiet auf lange Sicht geplant werden. In den rückliegenden Jahren hat sich die Erkenntnis durchgesetzt, daß sich die Leistungsfähigkeit des Straßenraumes nur über eine Entflechtung der verschiedenen Verkehrsarten durch horizontale oder vertikale Auflockerung des Straßenverkehrs erhöhen läßt. Ergeben die Verkehrsuntersuchungen, daß die Leistungsgrenze des Straßenraumes bei Nebeneinanderlage der verschiedenen Verkehrsbänder bald erreicht wird, muß der Verkehr auf mehrere Ebenen verteilt werden. Hierbei werden den öffentlichen schienengebundenen Verkehrsmitteln besondere Bahnkörper in Tief- oder Hochlage zugewiesen werden müssen.

Der Verfasser hat sich erstmals der Mühe unterzogen, durch sehr eingehende Ermittlungen die Kosten der festen Anlagen von Straßenbahn, U-Bahn und S-Bahn jeweils in verschiedener Raumlage als Geländebahn, Tiefbahn oder Hochbahn zu analysieren. Insgesamt wurden 56 nach Betriebsart und Bauform verschiedene Typen von Nahverkehrsbahnen und 28 verschiedene Ausführungsarten von Haltestellen und Bahnhöfen auf ihre vergleichbaren Anlagekosten hin untersucht (Baupreise 1953). Dadurch, daß die Kapitalkosten anschließend in Abhängigkeit von Bahnart, Raumlage und Verkehrsmenge auf die Leistungseinheit, d.h. auf die Fahrt des Reisenden bezogen werden, wird versucht, ein Kriterium für die Wirtschaftlichkeit der vertikalen Verkehrsauflockerung zu gewinnen.

Das neueste Forschungsheft des Stuttgarter verkehrswissenschaftlichen Instituts gehört in die Hand jeden großstädtischen Verkehrsplaners: ermöglichen ihm die wertvollen Unterlagen — bereits vor Aufstellung von Einzelentwürfen für umzugestaltende Nahverkehrsnetze — die Fragen nach der Mehrbelastung der Fahrtkosten durch die — außerordentlich hohen — Aufwendungen für die zweite Verkehrsebene zu klären.

Prof. Dr.-Ing. Nebelung, Aachen.

DK 624.972.04.075.2 (023 : 082.1) = 3

Miesel, Dr.-Ing. Kurt, Braunschweig: Die Berechnung mehrfach abgespannter Mastgruppen (= Forschungshefte aus dem Gebiete des Stahlbaues. Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln. Schriftleitung: Prof. Dr.-Ing. E. h., Dr.-Ing. **K. Klöppel**, Darmstadt. Heft 12). 43 S., Gr. DIN A 4, mit 23 Abb. und 4 Tafeln. Köln: Stahlbau-Verlag GmbH. 1956. Brosch. 13,50 DM.

Bei der Berechnung mehrfach abgespannter Mastgruppen treten eine Reihe schwieriger statischer Probleme auf. Die Kunst des Statikers besteht darin, einen gesunden Mittelweg zwischen den theoretischen und praktischen Verfahren zu finden, der genügend genaue Ergebnisse bei wirtschaftlich vertretbarem Zeitaufwand liefert. Der Verfasser hat die im Schrifttum sehr verstreuten Arbeiten gesammelt und sie auf Grund langjähriger praktischer Erfahrung zu einer verhältnismäßig einfachen Berechnungsanleitung zusammengefaßt.

Die vorliegende Arbeit gliedert sich in zwei Hauptteile. Der erste Abschnitt beschäftigt sich mit der eigentlichen Seilstatik. Ausgehend vom einfachen vorgespannten Seil gelangt man über den Einzelfast mit mehrfacher Abspannung zu den Mastgruppen. Der zweite, kürzere Abschnitt behandelt die Knicksicherheit der Mastgruppen. Vier Zahlen- bzw. Kurven- tafeln im Anhang erleichtern die praktische Zahlenrechnung.

All denen, die mit der Berechnung abgespannter Maste bzw. Mastgruppen zu tun haben, sei das Studium des vorliegenden Heftes wärmstens empfohlen.

G. Worch, München.

DK 666.977-462 : 621.643.253 (023) = 3

Roske, K., Stuttgart: Betonrohr-Taschenbuch. Herausgegeben vom Bundesverband der Betonsteinindustrie e.V. Bonn. 120 S., Gr. DIN A 5, mit 61 Abb. u. graph. Darstellungen. Wiesbaden/Berlin: Bauverlag GmbH. 1956. Plastikeinband 8,80 DM.

Das Betonrohr-Taschenbuch enthält in klarer, übersichtlicher Form einen kurzen Abriss der für die Praxis notwendigsten Angaben über Herstellungsverfahren von Beton- und Stahlbetonrohren, Rohrverbindungen, Verlegen der Rohre, Berechnung der Wassermengen und ihre hydraulische bzw. statische Berechnung. Diese Rohre kommen hauptsächlich in der Wasserversorgung, der Abwasserbeseitigung, der Kulturtechnik, im Straßenbau und meist als Druckrohre in der Wasserkraftnutzung zur Anwendung. Ohne den Wert des Büchleins herabzusetzen, will, wird empfohlen, in einer Neuauflage auch kurz einige über Spannbetonrohre und deren Vorteile zu bringen.

Ein kurzes Schrifttumsverzeichnis, eine Zusammenstellung der für Betonrohre in Frage kommenden Normen und in Wortlaut die DIN 4030 „Beton in betonschädlichen Wässern und Böden“ sind dem Buche am Schluß beigelegt. Das gebildete Werk wird sich in der ansprechenden äußeren Gestaltung viele Freunde sowohl unter Studierenden als auch unter Ingenieuren in der Praxis zu schaffen wissen und wird aufs wärmste zur Anschaffung empfohlen.

Dr.-Ing. Fritz Orth, Berlin.

DK 625.7/.8.059.22 : 551.524.37 (023) = 3

Schaible, Dipl.-Ing. Lothar, Regierungsbaurat: Frost- und Tauschäden an Verkehrswegen und deren Bekämpfung. VIII, 176 S., Gr. 8°, mit 225 Abb. und 30 Zahlentafeln. Berlin: Verlag W. Ernst & Sohn 1957. Geb. 22,— DM, geh. 18,— DM.

Das Ziel des Verfassers, der Praxis in der zweckmäßigen und wirtschaftlichen Gestaltung der teuren Frostschutzmaßnahmen zu helfen, ist mit diesem Buch in jeder Weise erreicht worden. Da die für die Frost- und Tauschäden verantwortlichen Einzelgrößen: Untergrund, Wasserführung, Klimaableitung und Verkehrsbeanspruchung sich niemals graduell für den erforderlichen Frostschutz berechnen lassen, hat der Verfasser analytisch-empirischer jahrzehntelanger Forschungsarbeit zahllosen Frostschäden diese Aufgabe gelöst. Sein neues Frostkriterium des Frostgefährlichkeitsgrades in der Unterscheidung nach frostsicherem, frostempfindlichem und frostgefährlichem Untergrund gibt nunmehr klare Richtlinien über das erforderliche Mindestmaß an Frostschutz und dessen erfolversprechende Anwendung. Das Buch verrät den verantwortungsbewußten Straßenbauer, Ingenieur und Wissenschaftler und ist das Ergebnis einer nie erlahmenden, umfassenden Forschungsarbeit. Es füllt eine empfindliche Lücke im Straßenbau aus. Wissenschaft und Praxis müssen dem Verfasser für seine Pioniertät dankbar sein. Dieses Buch ist vorbildlich in der gründlichen Darstellung sämtlicher für die Grundlagen der Frost- und Tauschäden verantwortlichen Einzeleinflüsse an Lockergesteinen. Besonders wertvoll ist dabei sein Hinweis auf die Frostgefährlichkeit der bisher meist als frostsicher beurteilten frostveränderlichen Felsgesteine. Als Standardwerk verdient es größte Beachtung für jeden Verkehrsingenieur vor allem in Straßenwesen und daher größte Verbreitung im In- und Ausland.

K. Keil, Dresden.

DK 624.075.23 : 624.012.1 : 624.04 (023) = 3

Ouvrier, Dr.-Ing. Eugen, Bayer. Landesgewerbeamt Nürnberg: Die Bemessung von gedrückten Stahlbetonsäulen mit besonderer Berücksichtigung der zweiachsigen Biegung. 93 S., Gr. 17,5 · 24,5 cm. Düsseldorf: Werner Verlag. Hln. 19,50 DM.

Es haben sich bereits viele Autoren mit dem Problem der sog. schiefen Biegung von rechteckigen Stahlbetonquerschnitten beschäftigt, das seiner Natur nach infolge der großen Anzahl von Veränderlichen nur unter bestimmten einschränkenden Annahmen der Tabellierung zugänglich ist.

Der Verfasser legt seiner Arbeit bestimmte, zu den Hauptachsen oder zu den Diagonalen symmetrische Bewehrungsbilder zugrunde und beschränkt sich auf Exzentrizitäten der Längskraft bezogen auf die Rechteckseiten zwischen 0 und 1. Ferner muß auch bei seinem Bemessungsverfahren zunächst der Betonquerschnitt geschätzt werden. Seine Tabellen liefern dann unter Einhaltung der zulässigen Pressung für B 225 o

3 800 die zugehörige Stahlspannung und die mittlere Betonpressung als Funktion des Bewehrungsprozentsatzes und des Lastortes. Er teilt hierzu die durch die angegebenen Exzentrizitäten begrenzte Fläche in Rechtecke ein.

Zwischen den deren Eckpunkten zugeordneten Tabellenwerten ist dann nach zwei Richtungen zu interpolieren und der endgültige Bewehrungssatz durch eine weitere Interpolation zwischen den mittleren Pressungen entsprechend dem vorhandenen Wert festzulegen. Die Tabellen können auch für den Spannungsnachweis benutzt werden.

Der Vorteil der Tabellen gegenüber denjenigen von Pucher oder Säger, bei denen die Bewehrung jeweils nur auf einen Lastfall zugeschnitten wird, besteht in der Möglichkeit der Berücksichtigung des Vorzeichenwechsels von einem der beiden Momente, was praktisch infolge Wechsels der Windrichtung häufig der Fall ist. Sie ähneln den Tabellen von A. Rousso-poulos [Beton und Eisen (1939) H. 5], bei denen jedoch keine Interpolation nötig ist, die aber die Einhaltung einer bestimmten Betonpressung nur durch Probieren gestatten.

Das Buch wird mithin dem Konstrukteur eine sehr brauchbare Hilfe geben.

Prof. Dr.-Ing. G. Franz, Karlsruhe.

DK 534.6 (083.13 : 023) = 3

VDI-Richtlinien 205—210: Messung mechanischer Schwingungen. 190 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. Düsseldorf: VDI-Verlag GmbH., 1956. Brosch. 52,50 DM (VDI-Mitglieder 10 % Preisnachlaß). Vertrieb: Beuth-Vertrieb GmbH., Berlin, Köln, Frankfurt/M.

Die stürmische Entwicklung der Schwingungs- und Beanspruchungs-Meßtechnik während der letzten Jahre hat alle Sparten des Ingenieurwesens erfaßt und fördernd beeinflusst. Auch der Nicht-Schwingungsfachmann kommt heute ohne den vielseitigen Einsatz dieses machtvollen Rüstzeugs nicht mehr aus. Die vom „VDI-Ausschuß für Schwingungsmessungen“ nach langjähriger Vorbereitung jetzt vorgelegten „Richtlinien“ befriedigen daher ein echtes Bedürfnis der Praxis.

Ausgehend von der Theorie des Schwingers mit 1 Freiheitsgrad und klar definierten Begriffsbestimmungen als Grundlage der Schwingungs-Meßtechnik werden die Wege aufgezeigt, um sinnvoll zu messen, die jeweils zweckmäßige Meßmethode anzusetzen und die Meßergebnisse richtig anzuwerten. Der Aufbau der „Richtlinien“ — vielfach in Form von Übersichtstabellen — ermöglicht einen raschen und weitreichenden Einblick in die heute verfügbaren Verfahren und Geräte. Ein umfangreiches Verzeichnis des einschlägigen Schrifttums vermittelt jederzeit den Rückgriff auf die Quellen.

Es liegt in der Natur von „Richtlinien“ für ein noch im vollen Fluß der Entwicklung befindliches Gebiet, daß sie weder abschließend noch vollständig sein können. Nachträge und Überarbeitungen werden sich im Laufe der Zeit als notwendig erweisen und von der Praxis sicher ebenso begrüßt werden wie die vorliegende Erstauflage.

K. Lürenbaum, Aachen.

DK 624.2/.9 : 061.6 (100) (022)

Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau: Abhandlungen, 16. Band. 550 S., Gr. 17 · 24 cm, mit zahlr. Abb. Herausgegeben vom Generalsekretariat in Zürich, 1956.

Der 16. Band der „Abhandlungen“ ist mit 28 Beiträgen der umfangreichste seit Kriegsende. Der bisherigen Gepflogenheit entsprechend [man vergl. die Besprechungen der vorhergehenden Bände im Bauingenieur 29 (1954) S. 268 und 471, sowie 31 (1956) S. 194] sind Arbeiten aus den verschiedensten Gebieten des Brücken- und Hochbaues aufgenommen, die sowohl grundlegende als auch spezielle Probleme betreffen. Die Vielseitigkeit der durch bekannt hohes Niveau ausgezeichneten Arbeiten mag aus dem folgenden stichwortartigen Überblick hervorgehen. Es werden behandelt — aus der Theorie: Elastizitäts- bzw. Festigkeitsprobleme von Platten, Schalen, Hängebrücken, Pfahlgruppen, vorgespannten Konstruktionen und Leichtmetallen im plastischen Bereich, ferner Knickprobleme von Stäben, Rahmen und Schalen sowie Schwingungsprobleme von Brücken — aus der Versuchsforschung: Formänderungen von Schalendachbauten, Brückentafeln aus einbetonierten Trägern, Bruchprobleme von Betonelementen, Ermüdungsfestigkeit bei Stoßbeanspruchung — aus der Technik der Verbindungsmittel: Leichtmetallverbindungen sowie Verbindungsmittel von Betonfertigteilen — aus dem Gebiet des Korrosionsschutzes: Englische Ergebnisse an Stahlbauten.

R. Barbré, Braunschweig.

DK 624 : 69 (058 : 022) „1957“

Handbuch des Bauwesens 1957. Der Deutsche Baukalender vereinigt mit Baustofflexikon. Herausgeber: Reg.-Baumeister H. P. Eckart, Architekt BDA, Stuttgart. 79. Jg., 820 S., Gr. DIN A 6, mit 220 Abb. Stuttgart: Deutscher Fachzeitschriften- und Fachbuch-Verlag GmbH. Gzln. 16,40 DM.

Das „Handbuch des Bauwesens“ mit den Hauptabschnitten: Handbuch des Architekten, Handbuch des Bauens, Baustatik und Hilfswissenschaften, Baustofflexikon und Markenregister, ist weitgehend neu bearbeitet. Der vorliegende Band bildet eine Ergänzung zu den vorhergehenden Ausgaben. Von den größeren Abschnitten seien als den Bauingenieur besonders interessierend erwähnt: Gestaltung und technische Erkenntnisse, Weiterentwicklung des Stahlhochbaues, Baustoffwahl, eine Musterbaustelle, Schall- und Wärmeschutz, Aluminium und Kunststoffe im Bauwesen, Angaben über Baunormen, Hilfstabellen für statische Berechnungen und Hinweise zur Berechnung von Durchlaufträger und Rahmen, Stahlbetonbau, Stahl im Hochbau, verleimte Holzkonstruktionen. Den Abschluß bildet ein Baustofflexikon und ein sehr umfangreiches Markenregister.

Schon die vorstehende auszugsweise Aufzählung zeigt die Vielseitigkeit dieses Handbuches, aus dem auch Bauingenieure viele nützliche Hinweise werden entnehmen können.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 699.8 (023) = 3

Wagner †, Prof. Dr.-Ing. Hans: Taschenbuch des chemischen Bautenschutzes. 4. vollk. neubearbeitete Aufl. von Dr. phil. nat. Anton W. Rick, Remagen. 280 S. kl.-8°, mit 8 Abb. Stuttgart: Wissenschaftliche Verlagsgesellschaft m.b.H. 1956. Ln. 19,50 DM.

Das vorliegende Taschenbuch bringt Angaben über das gesamte Gebiet des chemischen Bautenschutzes. Der erste Teil enthält eine vollständige Zusammenfassung der einzelnen Bautenschutzstoffe und wichtige Angaben über die Zusammensetzung, die Art der Reaktionen und die Besonderheiten der Stoffe in allgemeinverständlicher Form. Der zweite Teil befaßt sich mit der Praxis des Bautenschutzes. Zunächst kurz auf die stofflichen Eigenschaften von Beton, Mörtel und Putzen eingehend, werden die bautenschützerischen Maßnahmen im einzelnen behandelt. Die Schutzverfahren werden eingehend beschrieben und an praktischen Beispielen erläutert. Die Vielzahl der Möglichkeiten wird erwähnt und auf Besonderheiten der Anwendung für bestimmte Zwecke hingewiesen. Die anschließenden Angaben über die Hersteller und Handelsnamen der Bautenschutzmittel machen das Taschenbuch als Auskunftsbuch besonders nützlich. Die Prüfung der Bautenschutzstoffe wird abschließend kurz behandelt. Hierbei dürfte der Abschnitt „Prüfung von Sperrzusätzen und Luftporenbildnern“ in einigen Punkten etwas exakter gefaßt sein. Auf ein Schrifttumsverzeichnis ist bewußt verzichtet worden, statt dessen werden nur einige wenige Standardwerke und Zeitschriften angeführt.

Alles in allem ist das Buch ein brauchbarer Ratgeber für den Bauingenieur, der sich mit Bautenschutzfragen zu befassen hat. Es gibt einen Überblick über die Arten der Bautenschutzstoffe sowie deren zweckmäßige Anwendung. Wenn auch für gewisse Dinge, speziell auf dem Betongebiet, eine etwas gründlichere Behandlung wünschenswert wäre, so wird es seine Aufgabe als Taschenbuch für den entwerfenden und ausführenden Bauingenieur weitgehend erfüllen.

W. Arnds, Aachen.

DK 625.7/.8 : 625.712 (023) = 3

Westmeyer, Ministerialrat a. D. Dr.-Ing. Rudolf, München: Stadtstraßenbau (= Westermanns Fachbücher der Bautechnik). 244 S., Gr. DIN C 5, mit 341 Abb. Braunschweig: Georg Westermann Verlag 1956. Ln. 17,80 DM.

Nach dem Vorwort hat der Verfasser Wert darauf gelegt, die praktischen Fragen des städtischen Straßenbaues zu behandeln, ohne dabei die wissenschaftliche Seite zu vernachlässigen. Durch klare Textfassung, anschauliche Bilder und gute zeichnerische Darstellungen ist ihm dies sehr gut gelungen. Im ersten Abschnitt werden die verschiedenen Arten der Stadtstraßen behandelt. Trassierungs- und Gestaltungsgrundsätze sind in den folgenden Kapiteln zu finden. 60 Seiten des Buches sind der Befestigung der Fahrbahnen, der Rad- und Gehwege gewidmet. Es folgt ein Abschnitt über Sonderanlagen

in Stadtstraßen. Hier findet man Angaben über die Einordnung der öffentlichen Nahverkehrsmittel und über die unterirdischen Straßenanlagen. Die Maßnahmen zur Verkehrsregelung und zur Beleuchtung sowie die Straßenreinigung werden anschließend erörtert.

Ferner findet man ein Kapitel über die Maschinen für den städtischen Straßenbau. Endlich äußert sich der Verfasser über die neuzeitliche Gestaltung von städtischen Straßen und Plätzen, vor allem auch beim Wiederaufbau. Zum Schlusse werden einige gesetzliche und verwaltungsrechtliche Grundlagen mitgeteilt.

Das Buch wird seiner Aufgabe gerecht, den in der Ausbildung begriffenen und den in der Praxis stehenden jungen Ingenieuren einen guten Überblick über den Stadtstraßenbau zu geben, aber auch die schon erfahreneren Fachmänner über das eine oder andere ferner liegende Sondergebiet zu unterrichten.

J. Schlums, Hannover.

DK 625.7/.8 : 625.712 (022) (47) = 3

Stramentow, A. E., Professor, Dr. der techn. Wissenschaften: **Städtische Straßen**. Übersetzung aus dem Russischen. 581 S., Gr. DIN C 5, mit 360 Abb. und 156 Tab. Leipzig: Fachbuchverlag 1956. Hln. 50,— DM.

Dieses Buch ist im russischen Original im Verlag des Ministeriums für Kommunalwirtschaft der RSFSR erschienen. Es wurde von Dr.-Ing. K. Fause unter technischer Redaktion von Dipl.-Ing. F. Nöhning ins Deutsche übersetzt.

Nach der Präambel ist es als Lehrbuch für Studenten der Bauingenieur-Lehranstalten und für das ingenieurtechnische Personal der städtischen Organisationen bestimmt.

Am Anfang wird besonders betont, daß Entwurf, Bau und Betrieb der städtischen Straßen im Zusammenhang mit dem unterirdischen Straßenbau und mit dem öffentlichen Nahverkehr behandelt werden. Einem geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des städtischen Straßenbaues in Rußland folgen Abschnitte über den Entwurf der städtischen Straßen, über die Konstruktion des Unterbaues und der Decken sowie über die Unterhaltung und Instandsetzung der Straßen. Im letzten Kapitel wird ein Überblick über den Entwurf von Straßen im Vorortgebiet und von Autostraßen (Rollbahnen) gegeben.

Durch dieses umfangreiche Buch erhält man wertvolle Einblicke in den russischen Straßenbau und dadurch Vergleichsmöglichkeiten mit dem Straßenbau in anderen Ländern. Nach dem Vorwort zur sowjetischen Ausgabe haben maßgebende Wissenschaftler mitgewirkt, so daß diese Veröffentlichung als russisches Standardwerk über städtische Straßen anzusehen ist.

J. Schlums, Hannover.

DK 531.2/.3 (075.8 : 022) = 2

Beer, Ferdinand P., Prof. of Mechanics Lehigh University, und **E. Russel Johnston, Jr.**, Ass. Prof. of Civil Engineering Lehigh University: **Mechanics for Engineers. Statics and Dynamics**. XXV, 673 S., Gr. 16,5 · 23,5 cm, mit zahlr. Abb. u. Anhang. London McGraw-Hill Comp. 1957. Hln. 60 s.

In erster Linie ist das Buch als Lehrbuch zum Studium neben den Vorlesungen für Anfänger geschrieben. Die Verfasser waren bestrebt, die Darstellung im einzelnen so klar und einfach wie möglich zu halten, aber trotzdem Strenge und Sorgfalt zu wahren. Es ist ihnen dies vortrefflich gelungen. Den Leser erfreut, daß die einzelnen Begriffe schrittweise aufbauend ihm kurz und einprägsam dargebracht werden. Das Buch eignet sich dieserhalb auch gut zum Selbststudium. Eine Menge durchgerechneter Musterbeispiele unterstützt dieses Bestreben. Die Beispiele sind sorgfältig ausgewählt, zeichnerisch und rechnerisch gelöst. Wert wurde darauf gelegt, durch gute Anordnung der Rechnung den Studierenden zur Sauberkeit auf diesem Gebiet zu erziehen. Anschließend werden bei jedem Kapitel Aufgaben gestellt, deren Lösungen im Anhang vermerkt sind. Der Umfang des Stoffes entspricht dem an unseren Ingenieurschulen

gebrachten, aber auch der Student an einer Technischen Hochschule in den ersten Semestern wird es mit Gewinn lesen. Das Buch ist didaktisch gut aufgebaut, streng in einzelne Kapitel und kurze Unterabschnitte gegliedert, lebendig geschrieben und mit guten Abbildungen versehen.

H. Müller, Bremen.

Neuerscheinungen

(Ausführliche Besprechungen sind wegen Raummangels nicht möglich.)

DK 511 (076) = 3

Holtmann, Dr. Friedrich, Karl-Marx-Universität Leipzig: **Arbeitsmetrische Aufgaben**. 564 S., Gr. DIN B 6, mit 77 Abb. und zahlr. Anleitungen sowie vollständigem Lösungsteil im Anhang. Leipzig: Fachbuchverlag 1956. Kunstleder 12,80 DM.

DK 338.58.002.234 : 389.6 : 658.575.3 (023 : 082.1)

Kostensenkung durch Vereinheitlichung. Referate und Diskussionen beiträge anlässlich der Sitzung des Ausschusses Vereinheitlichung am 28. September 1956 (= Schriftenreihe der Arbeitsgemeinschaft für Rationalisierung des Landes Nordrhein-Westfalen, Heft 26). 55 S., Gr. 17 · 24,5 cm, mit 13 Abb. Dortmund: Verkehrs- und Wirtschaftsverlag GmbH. Brosch. 4,75 DM.

DK 515.6 : 742 (023 : 082.1) = 3

Haack, Prof. Dr. Wolfgang: **Darstellende Geometrie III**, Axonometrie und Perspektive (= Sammlung Götschen, Band 144). 127 S., mit 100 Abb. Berlin: Walter de Gruyter & Co. 1957. Geh. 2,40 DM.

DK 666.97 : 693.5 (058.2) „1957“

Beton-Kalender 1957. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer. Unter Mitwirkung hervorragender Fachleute herausgegeben vom Verlag der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“. Schriftleitung: Dipl.-Ing. Georg Ehlers, Frankfurt/M. XLVI. Jahrgang. Gr. DIN A 6. Teil I: XXXVII, 856 S., mit 1396 Abb. Teil II: XVI, 36, 448 S., mit zahlr. Abb. Berlin: W. Ernst & Sohn 1957. Geb. 18,— DM.

DK 625.7/.8 (038) = 2/4

Straßenbau-Fachwörter. Herausgegeben von der Bundesanstalt für Straßenbau, Köln-Raderthal, Brühler-, Ecke Militärringstr. Gr. DIN A 5. — Es liegen vor: Ein Heft englisch—deutsch—englisch, 80 S., 1955. Ein Heft französisch—deutsch—französisch, 80 S., 1956. Erschienen im Eigenverlag der Bundesanstalt für Straßenbau. Preis Brosch. 2,50 DM je Heft. Bei Sammelbestellungen ermäßigt sich der Stückpreis.

DK 626/627 : 061.14.055 (43-15)

Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau, Heft 1 (= photomechanischer Schreibmaschinenumdruck). 84 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. Erschienen im Eigenverlag der Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Hertzstr. 16, März 1957. Inhalt: 1. **Yahya, Dr.-Ing. S.**: Die theoretische Analyse der Mechanik der Geschiebebewegung. — 2. **Davidenkoff, Dr. R.**: Durchsickerung durch Deiche und Erddämme.

DK 666.9 : 691.115 (023 : 082.1)

Gaede, Prof. Dr.-Ing. Kurt, Hannover: **SO₃-Gehalt der Zuschlagstoffe**. Einfluß auf die Festigkeit von Zementmörtel und -beton sowie: **Versuche zur Ermittlung der Eindringtiefe von Beton und Holzwohle-Leichtbauplatten** (= Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 126). 31 S., Gr. DIN A 4, mit zahlr. Abb. Vertrieb durch Verlag W. Ernst & Sohn 1957. Geb. 10,— DM.

DK 666.977-41 : 620.193.2 (023 : 082.1)

Walz, Prof. Dr.-Ing. Kurt, Düsseldorf (Stuttgart): **Witterungsbeständigkeit von Beton**. Verhalten von Betonplatten während 12-jähriger Lagerung im Freien und bei Frost-Tauwechseln im Laboratorium. In den Jahren 1941 bis 1954 von der Forschungs- und Materialprüfungsanstalt, Otto-Graf-Institut an der Techn. Hochschule Stuttgart angestellte Untersuchungen (= Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 127). 32 S., Gr. DIN A 4, mit 29 Abb. Berlin 1957. Vertrieb durch Verlag W. Ernst & Sohn. Geb. 9,— DM.

DK 017.4 : 62

Führer durch die technische Literatur. Katalog technischer Werke für Studium und Praxis. 44. Ausgabe 1957. 230 S., Gr. 12,5 · 17 cm. Zusammenge stellt, herausgegeben und verlegt von Fr. Weidemann Buchhandlung, Hannover, Am Steintor.

Verschiedenes

DK 92 Hoebel : 351.79 : 626/627 (43)

Hans Hoebel 80 Jahre alt

Ministerialdirektor i. R. Dr.-Ing. E. h. Hans Hoebel hat am 4. April 1957 sein 80. Lebensjahr vollendet. So wie er sich immer noch mit der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung ver-

bunden fühlt, der seine fast 50 Jahre währende Lebensarbeit gegolten hat, haben sich die Angehörigen dieser Verwaltung aus diesem Anlaß gern an sein langjähriges verdienstvolles Wirken für die deutschen Wasserstraßen erinnert und seiner besten Wünschen für einen noch recht langen und friedlichen Lebensabend gedacht. Eine ausführliche Würdigung

großen Verdienste von H. um die deutschen Wasserstraßen gab Der Bauingenieur 27 (1952) S. 138 aus Anlaß des 75. Geburtstages. Die Verdienste von H. sind 1952 aus Anlaß seines 75. Geburtstages noch durch Verleihung des Großen Verdienstkreuzes des Verdienstordens der Bundesrepublik Deutschland anerkannt worden. Sowohl die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes und die Wasserwirtschaftsverwaltungen der Länder, wie auch alle am Verkehr auf den deutschen Wasserstraßen Beteiligten wissen auch heute noch die Erfolge seiner Arbeit und deren nachhaltige Wirkung für den ständig fortschreitenden Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes hochzuschätzen.

B. Hampe, Bonn.

DK 92 Carp

H. Carp 65 Jahre alt

Am 16. April 1957 vollendete Herr Dr.-Ing. Helmut Carp, stellvertr. Baudirektor der Emschergerossenschaft, sein 65. Lebensjahr. Eine ausführliche Würdigung des Jubilars, der zunächst noch im Dienst verbleibt, wurde anlässlich des 60. Geburtstages im Bauingenieur 27 (1952) S. 183 gegeben.

Wir wünschen Herrn Carp auch weiterhin noch recht erfolgreiche Arbeit und viel Freude bei seinen Steckenpferden: Geologie, Naturwissenschaften und Geschichte.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 92 Mayer : 351.79

Wasserstraßendirektor Mayer 65 Jahre alt

Am 8. April 1957 vollendete der Wasserstraßendirektor der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Stuttgart, Richard Mayer, das 65. Lebensjahr.

1892 in Donaueschingen geboren, besuchte er dort das humanistische Gymnasium. Von 1910 bis 1914 studierte er an der T. H. Karlsruhe Bauingenieurwesen. Nach seiner Ausbildung als Referendar in der Bauverwaltung des Landes Baden bestand er im Februar 1921 sein II. Staatsexamen mit „Gut“. Er trat anschließend als Streckenbauleiter in die Dienste der Neckarbaudirektion Stuttgart. 1926 wurde er als Beamter in die Badische Wasser- und Straßenbauverwaltung übernommen und zum Regierungsbaurat ernannt. Hier war er zunächst beim Rheinbauamt in Mannheim tätig.

Schon bald wurden seine großen Fähigkeiten erkannt, so daß er bereits 1929 in die Abteilung für Wasser- und Straßenbau beim Bad. Finanz- und Wirtschaftsministerium nach Karlsruhe berufen wurde. Einige Zeit später erhielt er die Bauleitung im Mittelabschnitt der Rheinregulierung Kehl—Istein, so daß er auch die großen wasserbautechnischen Aufgaben der badischen Bauverwaltung am Oberrhein gründlich kennenlernte. Darauf wurde er 1934 nach Berlin als Hilfsreferent in das Rheinreferat des Reichsverkehrsministeriums berufen, 1938 wurde er als Referent für die Rheinstrecke von Straßburg bis zum Bodensee zum Bad. Finanz- und Wirtschaftsministerium in Karlsruhe versetzt. Dieses Amt bekleidete er bis nach dem Zusammenbruch des Reiches 1945. Im Jahre 1939 wurde er zum Oberregierungsbauratsrat und 1944 zum Regierungsbaudirektor ernannt. Während seiner Referententätigkeit war er gleichzeitig Aufsichtsratsmitglied der Ryburg-Schwörstadt AG und der Badenwerk AG.

Mayer trat dann wiederum in die Dienste der Neckarbaudirektion in Stuttgart. Hier wurde er am 21. November 1950 zum Wasserstraßendirektor der Wasser- und Schifffahrtsdirektion Stuttgart als Nachfolger des Präsidenten Dr.-Ing. E. h. Konz ernannt und gleichzeitig als Vorstandsmitglied in die Neckar AG berufen. Unter seiner tatkräftigen und umsichtigen Leitung wurden die Arbeiten der Neckarkanalisation nach dem Kriege fortgeführt. Schon hat die Großschifffahrtsstraße die Stadtgrenze von Stuttgart erreicht, und in einem Jahr wird das erste Rheinschiff in den neubauten Hafen der Stadt Stuttgart einfahren.

Wenn Mayer auch — den gesetzlichen Bestimmungen entsprechend — Ende April dieses Jahres sein Amt als Wasserstraßendirektor niederlegen mußte, so bleibt er doch weiterhin bautechnisches Vorstandsmitglied der Neckar AG. Er gewinnt dadurch die Möglichkeit, sich im kommenden Jahre mit seiner ganzen Person der Vollendung der Neckarkanalisation, dieser einmaligen ingenieurbau-technischen Aufgabe, zu widmen, für die kein Berufenerer hätte gefunden werden können und deren Abschluß zugleich für ihn selbst die Krönung seiner erfolgreichen Lebensarbeit sein wird.

Auf die schriftstellerische Tätigkeit Mayers ist ebenfalls hinzuweisen. Zahlreiche Veröffentlichungen über die mit dem Ausbau der badischen Rheinstrecke verbundenen technischen Probleme ebenso wie über die Neckarkanalisation stammen aus seiner Feder.

In der badischen Wasserbauverwaltung groß geworden und mit den Aufgaben des Reiches in der früheren Reichswasserstraßenverwaltung vertraut, vereint M. in seiner Person die besten Traditionen des Beamtentums dieser Verwaltungen. Seine ausgezeichneten ingenieurbau-technischen Fähigkeiten ebenso wie sein Weitblick und seine Umsicht als Verwaltungsfachmann sind besonders hervorzuheben. Sein aufrichtiges Wesen und seine warmherzige Menschlichkeit haben ihm zahlreiche Freunde erworben. Möge er uns allen noch recht lange in Gesundheit und Schaffenskraft erhalten bleiben.

E. Seiler, Bonn.

DK 92 Herberg : 624.2/9.012.45

Prof. W. Herberg

Der Herr Kultusminister von Baden-Württemberg hat Herrn Priv.-Doz. Dr.-Ing. Wolfgang Herberg für die Dauer seiner Zugehörigkeit zum Lehrkörper der Technischen Hochschule Karlsruhe die Amtsbezeichnung eines außerplanmäßigen Professors verliehen. Prof. H. vertritt in der Fakultät für Bauwesen das Fach Stahlbeton und Brückenbau.

DK 92 Hetzel : 624 : 624.19

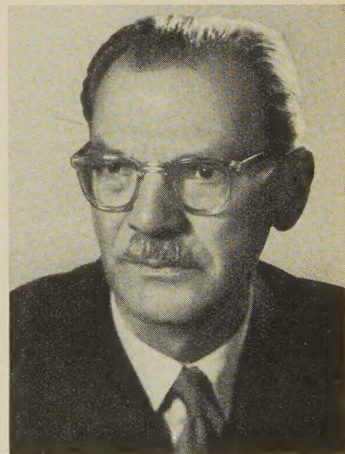
Prof. Karl Hetzel emeritiert

Mit Beginn des Wintersemesters 1956/57 wurde o. Professor Karl Hetzel von seinen amtlichen Pflichten als Ordinarius für Tunnelbau und Baubetriebslehre an der Technischen Hochschule München entbunden. Dies gibt Veranlassung zu einem Rückblick auf Werdegang und Wirken dieses besonders verdienten Hochschullehrers.

Karl Hetzel wurde am 25.11.1889 in Oettingen a. Ries geboren, machte 1908 sein Abitur am humanistischen Gymnasium Kempten, studierte das Bauingenieurwesen an der Techn. Hochschule München und legte dort 1912 sein Diplomexamen ab. In Kempten lernte er wohl die Berge kennen, die ihn bis heute noch in ihrem Bann behielten. Nach seiner Teilnahme am 1. Weltkrieg als Leutnant der Pioniere war er Assistent am Lehrstuhl für Wasserbau in München, legte die Regierungsbaumeisterprüfung ab und wurde 1920 zum Regierungsbauratsrat in der Bayer. Obersten Baubehörde ernannt.

Bei drei für ihre Zeit charakteristischen Großbauten, dem Saalbachkraftwerk bei Reichenhall, der ersten Innstufe Jettenbach—Töging und dem Kachletwerk in der Donau bei Passau hat er mitgewirkt. Bei diesem Werk der Rhein-Main-Donau A.G. war H. von 1922 bis 1929 als Vorstand der Bauleitung auch für die Montage der umfangreichen maschinellen Einrichtungen verantwortlich. Bei diesen Baustellen ergänzte er seine konstruktiven Kenntnisse durch besondere Erfahrungen im Baubetrieb, die ihn dazu prädestinierten, den Lehrstuhl für Tunnelbau und Baubetriebslehre, auf den er 1930 berufen wurde, mit praktischem Leben zu erfüllen. Karl Hetzel zeigte bei seiner fruchtbaren Lehrtätigkeit die theoretischen Grundlagen des Baubetriebs auf und widmete sich mit besonderer Intensität der Aufgabe, eine Systematik in diese Sparte des Bauwesens zu bringen.

Er blieb dabei im engsten Kontakt mit der Praxis. Seine Vorlesungen werteten immer den neuesten Stand der Technik. Dies gilt für den Baubetrieb ebenso wie für den Tunnelbau und fand seinen Niederschlag in einer weitgespannten Tätigkeit als Sachverständiger und Gutachter und in einer stattlichen Zahl von Veröffentlichungen. U. a. bearbeitete er in der 2. Auflage des Schleicherschen Taschenbuchs für Bauingenieure den



Abschnitt Tunnel- und Stollenbau. Sein Tabellenheft über Baumaschinen und Bauleistungen ist in zehn Auflagen nicht nur als Hilfsmittel für den Unterricht geschätzt worden, sondern hat auch im großen Umfang bei Behörden und Unternehmungen Eingang gefunden. H. hat darüber hinaus einer Generation von Studenten durch seinen lebendigen, streng aufgebauten und zeitnahen Vortrag das Rüstzeug für die Tätigkeit als Baustelleningenieur mitgegeben.

1945/46 widmete er seine ganze Kraft dem Wiederaufbau der Techn. Hochschule München und ihrer Bauingenieurabteilung, die seiner elastischen Initiative außerordentlich viel verdanken. Seine Kollegen achteten in ihm nicht nur den Fachmann, sondern den immer hilfsbereiten, gütigen Mentor, der seine großen Erfahrungen in Hochschulfragen jederzeit selbstlos zur Verfügung stellte. Sie hoffen, daß er seine Kraft der Fachwelt noch lange zur Verfügung stellen kann.

G. Burkhardt, München.

DK 92 Hampe : 351.79

Dr.-Ing. Bruno Hampe

Am 30. April 1957 trat Ministerialrat Dr.-Ing. Bruno Hampe nach Vollendung des 65. Lebensjahres in den Ruhestand. Mit ihm sah die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes eine ihrer markantesten Persönlichkeiten aus dem Dienst scheiden. Leben und Tätigkeit von H. wurden aus Anlaß des 60. Geburtstages ausführlich gewürdigt, vgl. Bauingenieur 27 (1952) S. 182.

Hampe hat nicht nur maßgeblichen Anteil am Wiederaufbau der Wasserstraßen nach dem Kriege genommen. Als Mitglied zahlreicher technischer Ausschüsse und Verbände, als stellvertretender Vorsitzender des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Vorstandsmitglied der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau, Mitglied des Vorstandsrates des Deutschen Verbandes für Schweißtechnik und als Vertreter seiner Verwaltung in internationalen technischen Vereinigungen nahm er lebhaften Anteil an deren wissenschaftlicher Gemeinschaftsarbeit. Als Abteilungsleiter der Abteilung II des Oberprüfungsamtes für die höheren Technischen Verwaltungsbeamten bemühte er sich in besonderem Maße um die Ausbildung des technischen Nachwuchses.

Hampe hat sich nicht nur als Ingenieur und Verwaltungsfachmann bleibende Verdienste um die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung erworben, sondern auch ein hohes Maß an Ansehen. Möchte H. noch eine recht lange Zeit schöpferischen Schaffens vergönnt sein, um seine reichen Erfahrungen, sein umfassendes Wissen und seine Schaffenskraft auch weiterhin der Allgemeinheit zur Verfügung zu stellen. Wir wünschen ihm an der Seite seiner Gattin noch recht viele glückliche Jahre bei bester Gesundheit.

F. Schleicher, Dortmund.

DK 92 Seelbach : 624.92 : 693.5

Dr.-Ing. Carl Seelbach †

Am 20. Februar d. J. wurde Dr.-Ing. Carl Seelbach, Mitbegründer der Firma Seelbach & Cramer, Eisenbetonbaugeschäft, Wuppertal-Barmen, nach einem erfüllten Leben im 77. Lebensjahr durch den Tod abberufen.

Die Technische Hochschule Braunschweig verlieh ihm für seine Verdienste auf dem Gebiet des Beton- und Stahlbetonbaues die Würde eines Dr.-Ing. E. h., die Universität Rostock ernannte ihn zu ihrem Ehrenmitglied.

DK 620.193/.199 : 061.055.5 (4) „1955“

Europäische Föderation für Korrosion

Die Europäische Föderation für Korrosion legt ihren ersten Jahresbericht vor, der den Titel trägt: „Jahresbericht 1955 der Europäischen Föderation für Korrosion und ihrer Mitgliedsvereine“.

Dieser Bericht leistet einen wesentlichen Beitrag zur Förderung der Korrosionsforschung und des Werkstoffschutzes. Im ersten Teil wird über die Gründung und Entwicklung der Europäischen Föderation für Korrosion bis Ende 1955 berichtet. Im zweiten Teil ist versucht worden, eine Übersicht der Tätigkeit der einzelnen Mitgliedsvereine zu geben. Der dritte Teil enthält Angaben über Forschungsinstitute der europäischen Länder, die Fragen der Werkstoffe und des Werkstoffschutzes bearbeiten.

Der Bericht erschien im Vervielfältigungsdruck im Umfang von 54 Seiten, Format DIN A 4, und ist gegen Erstattung eines Unkostenbeitrages von DM 10,— beim Büro Frankfurt des Generalsekretariates der Europäischen Föderation für Korrosion, Frankfurt am Main 7, Postfach, erhältlich.

DK 624.94 : 626/627

Berechnungsgrundlagen für Stahlwasserbauten

Zu DIN 19 704 (Entwurf Dezember 1956)¹

Auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues lagen bisher noch keine Richtlinien fest; jeder, der sich mit Stahlwasserbauten beschäftigte, war auf die einschlägige Literatur angewiesen, die bei der Schwierigkeit der Materie in ihren Festlegungen und Auslegungen auseinander ging. Sehr nachteilig machte sich dies für die Firmen auf dem Gebiet des Stahlwasserbaues bemerkbar, die bei Angeboten eigene Annahmen zugrunde legten. Diese Annahmen beruhten auf langen Erfahrungen, wurden aber von der aufsichtführenden Behörde nicht immer anerkannt, es sei denn, daß die Berechnung mit den dazugehörigen Annahmen eingehend nachgewiesen wurde. Dies ist eine mühevollste Arbeit, die von jeder Firma immer wieder von neuem durchgeführt werden muß. Auf der anderen Seite war es auch für die Behörde schwierig, bei den eingehenden Angeboten für Stahlwasserbauvorhaben die Richtigkeit der getroffenen Annahmen zu prüfen und einen vergleichenden Maßstab anzulegen. So entstand von beiden Seiten her der Wunsch, Berechnungsgrundlagen für Stahlwasserbauten zu schaffen, nach denen bei Stahlwasserbauvorhaben nun einheitlich vorgegangen werden kann.

Der obengenannte Norm-Entwurf, der von einem Arbeitsausschuß (Obmann: Obering. Dipl.-Ing. Köhler, München) im Fachnormenausschuß „Wasserwesen“ ausgearbeitet wurde, umfaßt die grundsätzlichen Bestimmungen für die Berechnung aller zum Stahlwasserbau gehörenden Stahlkonstruktionen und maschinellen Einrichtungen, und zwar solche, die unmittelbar oder mittelbar eine Beanspruchung durch Wasser — sei es statisch als Auflast, seitlichen Druck oder Auftrieb oder sei es dynamisch aus der Bewegung des Wassers oder der bewegten Konstruktionen — erfahren und alle zur Bewegung derartigen Konstruktionen erforderlichen maschinellen Einrichtungen. Auch Stahlkonstruktionen, die durch Schiffsverkehr beansprucht werden, sind mit erfaßt.

In den Berechnungsgrundlagen werden drei Lastfälle, die im einzelnen genau festgelegt sind, unterschieden, und zwar der normale Betriebsfall, die besonderen Betriebsfälle, außergewöhnliche Lastfälle.

Die vorkommenden Lastgrößen wie Eigengewicht, Zuschlag zum Eigengewicht, Auftrieb, Wind, Schiffsstoß, Schiffsreibung, Trossenzug, Eisstoß und Eisdruck, Reibungskräfte, Antriebskräfte, Schließdruck, die Wärmewirkungen sowie die Änderungen der Stützbedingungen sind eindeutig erfaßt und in ihre Größen bestimmt. Der Rechnungsgang für die Bemessung ist einheitlich festgelegt.

Die zulässigen Spannungen für Bauteile und für die Verbindungsmittel sind für die drei Lastfälle getrennt angegeben. Eingehende Angaben über die Maschinenteile, insbesondere Wellen, Zahnräder und Zahnstangen, Gelenkklasketten, Seiltriebe, deren Bemessung, Spannungsnachweise, zulässige Spannungen, vervollständigen den Norm-Entwurf.

DK 061.24 : 691 : 328 (43)

50 Jahre Deutscher Ausschuss für Stahlbeton

Das 50jährige Bestehen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton wird am Dienstag, dem 9. Juli 1957, in Berlin durch eine Sitzung des Gesamtausschusses am Vormittag und durch eine öffentliche Vortragsveranstaltung am Nachmittag des gleichen Tages begangen.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichen Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

Verhinderung von Temperaturrissen durch BETOSIT

Bei den Betonarbeiten an den Mittelwasserstaufen wurde die Feststellung gemacht, daß Temperaturrisse an dickwandigen Betonteilen bei steigender innerer Abbindewärme verhindert werden, wenn nach Entfernen der Schalung sofort BETOSIT auf die Betonoberfläche gespritzt wird.

¹ Zu beziehen durch Beuth-Vertrieb GmbH, Berlin W 15 u. Köpenick.

HUMBOLDT

sucht zum baldigen Eintritt einen

Betriebsingenieur

mit einschlägigen Erfahrungen auf dem Gebiet des Stahlhoch-, Brücken- und Behälterbaues zur Unterstützung des Betriebsleiters und einen

Montage-Ingenieur

zur Unterstützung des Chefs der Montageabteilung. Letzterer soll erfolgreiche Tätigkeit in der Konstruktion von Stahlbauten und in der Einrichtung und Überwachung von Großmontagen für Stahlbauten und schwere Maschinen nachweisen können.

Einsatzfreudigen Bewerbern mit Kenntnissen in der Schweißtechnik bieten sich selbständige und ausbaufähige Positionen.

Ausführliche Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften sowie Angaben über frühesten Eintrittstermin und evtl. Wohnraumbedarf werden erbeten an

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG.
Köln-Deutz

Personalabteilung — Angestelltenabteilung

Führende Bauunternehmung, Sitz Nordrhein-Westfalen mit Niederlassungen im Bundesgebiet, sucht
für die Zentrale

Oberingenieur Diplom - Ingenieur (Bauwesen)

Gefordert werden: Fähigkeiten eines Niederlassungsleiters; Erfahrungen auf dem Gebiete des Beton-, Stahlbeton- und Industriebaus sowie in der Akquisition; Gewandtheit in der Führung schwieriger Verhandlungen.

Grundbedingung: Energetische Persönlichkeit mit einwandfreiem Charakter. Bewerbungen mit handgeschriebenem Lebenslauf, lückenlosem Tätigkeitsnachweis, Zeugnisabschriften, Lichtbild, Gehaltsanspruch unter „Der Bauingenieur 395“ an den Springer-Verlag Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten. Vertrauliche Behandlung der Bewerbung wird zugesichert.

FÜR JEDEN ZWECK

ORKIT
SCHUTZANSTRICHE
HANS HAUENSCHILD - CHEM. FABRIK KG - HAMBURG

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabriken „Dortmunder Union 3“ und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m laufend und preisgünstig abzugeben.

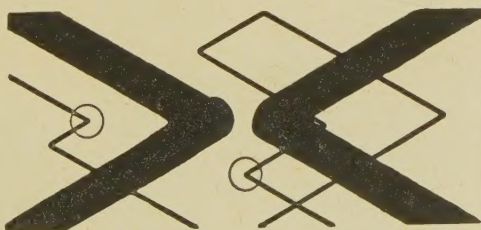
F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim / Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Winkelscharf

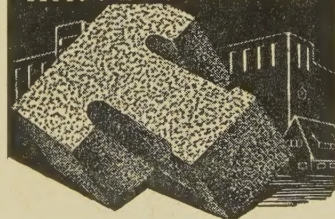
läßt sich mit dem Tuschefüllhalter PELIKAN-GRAPHOS zeichnen. Diese Zick-Zack-Linie wurde mit einer 0,6 mm breiten A-Feder gezogen. Darüber sind, stark vergrößert, die durch Umkreisung kenntlich gemachten Winkelspitzen kopiert.

Pelikan Graphos

Ausführlicher Prospekt auf Wunsch **GUNTHER WAGNER · HANNOVER**



RASSELSTEINER



T-STEINE
aus Bimsbeton

Bimsbausteinwerk Rasselstein
Stahl- u. Walzwerke Rasselstein / Andernach A.G.
NEUWIED

CERINOL · EUROLAN · PLASTIKOL

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE DATTELN

RELAX · ADEXIN · D-FLUAT

NOVOC



Betonverflüssiger zur Verbesserung des Betongefüges

NOVOC VZ

Abbindeverzögerer für arbeitsfugenfreie Betonherstellung

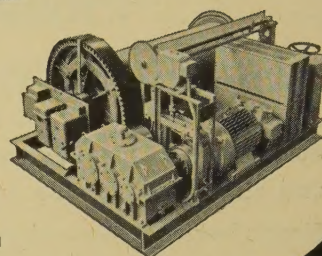
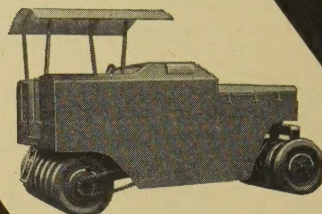
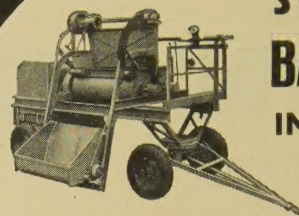
**WIRTSCHAFTLICHER
BAUSTELLENBETRIEB
EINWANDFREIER BETON**

Verlangen Sie Druckschriften und technische Beratung

vom **CERESIT**-Hersteller

WUNNER

WUNNERSCHE BITUMEN-WERKE GMBH · UNNA/WESTF.



**SONTHOFENER
BAUMASCHINEN
IMMER ZUVERLÄSSIG**

Wir stellen her:

Betonmischer
Straßenbaumaschinen
Gummivielradwalzen
Zerkleinerungsanlagen
Winden und Aufzüge



BAYERISCHE BERG - HÜTTEN - U. SALZWERKE A.G.

HÜTTENWERK SONTHOFEN ALLGÄU

TELEFON: 24 01 U. 24 02 · FERNSCHREIBER: NR. 054873



Jede Stadt plant für die Zukunft...

denn die Raumverhältnisse in dem Kern der Städte lassen sich nur noch durch kühne Hochbauten lösen. Tausende von Tonnen Stahl und Beton verlangen Fundamente, deren Druckfestigkeit nur durch die Anwendung modernster Erkenntnisse auf dem Gebiet der Vibrationstechnik zu erreichen ist.

Spezialingenieure der Firma **GEBRÜDER WACKER KG** München, schufen in jahrzehntelanger Entwicklungsarbeit durch Wendigkeit und branchenbedingte Risikobereitschaft **VIBRATIONSGERÄTE**, welche die Voraussetzungen für die Lösung vibrationstechnischer Probleme ergaben und das Fundament zur Herstellung kühner und kühnster Bauelemente lieferten.

In vielen Städten und auf den Straßen aller Kontinente haben **WACKER-Vibrationsgeräte** für den Hoch-, Tief- und Straßenbau dazu beigetragen, die Lösung bautechnischer Probleme zu ermöglichen, und Tausende zufriedener **WACKER** Kunden bestätigen die hohe Leistungsfähigkeit, stete Einsatzbereitschaft und konstruktionsreife Ausführung der **WACKER** Vibrationsgeräte.



WACKER

GEBRÜDER WACKER KOMMANDITGESELLSCHAFT · MÜNCHEN 13